Résumé

La Colonne à Modules Mixtes est un procédé développé par la société KELLER FONDATIONS SPECIALES depuis 2004. Cette technique de renforcement de sol est composée d'une partie supérieure en Colonnes Ballastées et d'une partie inférieure en Inclusions Rigides. La combinaison de ces deux matériaux permet ainsi d'associer les avantages des deux techniques. Ainsi, en plus de réduire les tassements et d'augmenter la portance, il a la faculté d'être utilisable dans les zones sismiques.
Cette CMM sera donc plus déformable en interaction avec le sol en place et va se comporter comme une zone roulée dissipative qui transfert :

- Moins d'énergie par effet directe à la superstructure ;
- Moins d'énergie à la partie inférieure rigide des CMM par effet inertiel.

A l'heure actuelle, aucune méthode de dimensionnement de semelles soumises à des efforts verticaux et horizontaux n'est validée pour les sols renforcés par Colonnes à Modules Mixtes.
Un programme de recherche a été lancé avec la collaboration de l'université de Grenoble qui consiste à reproduire une semelle sur sol renforcé en laboratoire. Ces modèles réduits en cuves reproduisent une semelle sur 4 CMM sollicitées par un effort Vertical et Horizontal.
La validation d'une méthode de calcul va passer par l'exploitation des données expérimentales et numériques 3D de l'université de Grenoble.

Summary

Mixed module columns (CMM) is a soft soil reinforcement technology developed by KELLER FONDATIONS SPECIALES on 2004. CMM is composed of two parts; the upper part is of Stone columns (CB) and the lower part is Rigid Inclusions (IR). The combination of these two elements would guarantee the advantages of both techniques (the stone columns and the rigid inclusions).
In addition of the possibility of reducing the foundation settlement and increasing the soft soil capacity, the technique of CMM could be used in seismic areas. In fact, the upper part of CMM would generate a zone of energy dissipation between the superstructure and the rigid elements (the lower part), decreasing the inertial forces transmitted into the latter.

Till today, there is no design method for footing constructed on soft soil reinforced by CMM has been yet validated. Still, a research program has been launched in collaboration with the University of Grenoble; the program aims to conduct an experimental and numerical study on the behaviour of a footing constructed on a reinforced soil (modelled in tanks and on 4 CMM) and subjected to both vertical and horizontal forces.
In order to validate the current study, the results would be confronted to the experimental and numerical results of the study at the University of Grenoble.

Remerciements

Je tiens à remercier Monsieur Bertrand STOEHR, Président de KELLER France pour m'avoir permis de réaliser ce Projet de Fin d'Etude au sein de l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES à Duttlenheim.

Mes plus sincères remerciements reviennent à Monsieur Serge LAMBERT, Directeur technique France, pour m'avoir suivi, conseillé et aidé durant mon projet de fin d'étude.

Je tiens par ailleurs à remercier Mademoiselle Alia HATEM, Docteur en Génie Civil et Monsieur Léo QUIRIN, Ingénieur Etude, pour m'avoir guidé pas à pas tout au long de ces vingt semaines. Leurs conseils, leurs encouragements et leur accueil au sein de l'équipe m'ont été d'un soutien très précieux.

Je remercie également Monsieur MARTZ, professeur à l'INSA de Strasbourg, pour m'avoir supervisé durant ce projet et encouragé dans les moments difficiles.

Enfin, mes remerciements reviennent également à toute l'équipe KELLER pour leur gentillesse et leur bonne humeur.

CHAPITRE 1 : ETAT DE L'ART 6

1. PRESENTATION DU PROBLEME 6

1.1. Le renforcement des sols 6
1.1.1. Le renforcement des sols compressibles 6
1.1.2. Présentation de la méthode 6
1.2. Principe du renforcement 7
1.2.1. Les Inclusions Rigides (IR) 7
1.2.1.1. Les mécanismes 8
1.2.1.2. Matériaux 9
1.2.1.3. Mise en œuvre 10
1.2.1.4. Le fonctionnement d'une inclusion isolée 11
1.2.1.5. Le fonctionnement d'un réseau d'inclusions 13
1.2.1.6. Effets des efforts horizontaux 13
1.2.2. Les Colonnes Ballastées (CB) 14
1.2.2.1. Matériau du matelas de répartition 15
1.2.2.2. Avantages du procédé 15
1.2.2.3. Techniques de mise en œuvre 16
1.2.3. Les semelles mixtes 17
1.2.3.1. Principe 18
1.2.3.2. Domaines d'application 18
1.3. Présentation d'une méthode de renforcement de sol par CMM – Brevet KELLER FONDATIONS SPECIALES 19
1.3.1. Caractéristiques générale 19
1.3.2. Principe de fonctionnement 20
1.3.3. Avantages du procédé 20
1.3.4. Domaine d'application 20
1.3.5. Caractéristiques mécaniques 21
1.3.6. Autres Dispositions constructives 22
1.3.7. Mise en œuvre 23
1.4. Contexte et objectif du PFE 25

2. METHODES DE DIMENSIONNEMENTS 26

2.1. Dimensionnement des systèmes classiques de renforcement 26
2.1.1. Colonnes ballastées 26
2.1.2. Inclusions rigides avec matelas de répartition 28
2.1.2.1. Cas d'un radier 30
2.1.2.2. Cas d'un remblai 30
2.1.2.3. Cas des semelles rigides de faibles dimensions 30
2.1.3. Semelles mixtes 31
2.2. Dimensionnement des CMM 34
2.2.1. Principe général 34
2.2.2. Méthodes existantes 34
2.2.3. Généralités sur le dimensionnement des CMM 35

3. MODELISATION NUMERIQUE : OUTILS ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE 37

3.1. Principes généraux 37
3.2. Présentation des outils de simulation bidimensionnels 37
3.2.1. Module travaillant principalement par fondement analytiques 37
3.2.1.1. TASPIE + et TASPLAC 37
3.2.1.1.1. Description du code de calcul 38
3.2.1.1.2. Méthode générale de résolution 39
3.2.1.1.3. Contrôle de validité des modèles 40

3.2.1.2. FOXTA 41
3.2.1.2.1. Description du code de calcul 41
3.2.1.2.2. Méthode générale de résolution 41
3.2.1.2.3. Contrôle de validité des modèles 42
3.2.1.3. GRETA 42
3.2.1.3.1. Méthode générale de résolution 42
3.2.2. Module travaillant principalement par fondement numériques 43
3.2.2.1. PLAXIS 2D 43
3.2.2.1.1. Maillage 43
3.2.2.1.2. Eléments d'interfaces 44
3.2.2.1.3. Modèle de comportement pour les sols 44
3.2.2.1.4. Elasticité 44
3.2.2.1.5. Description du code de calcul 45

CHAPITRE 2 MODELISATION NUMERIQUES : ETUDES ET RESULTATS 46

1. DEROULEMENT DU PFE 46

1.1. Mise en place du principe du Monolithe Equivalent 47
1.1.1. Les théories actuelles concernant la théorie homogénéisation des sols 47
1.1.2. Théorie du Monolithe équivalent 48
1.1.3. Justification de l'utilisation du Module Equivalent par la méthode du Monolithe 49
1.2. Etude comparative du comportement d'une semelle-mixte soumise à un chargement vertical 50
1.2.1. Modèle de renforcement des sols par des semelles mixtes 50
1.2.2. Méthodologie de calculs 50
1.2.3. Validation des résultats 53
1.2.4. Confrontation des méthodes de dimensionnement 53
1.3. Etude sur un Modèle d'Inclusions Rigides avec matelas de répartition 54
1.3.1. Modèle de renforcement par Inclusions Rigides et matelas de répartition 54
1.3.2. Méthodologie de calcul 55
1.3.3. Validation des résultats 55
1.3.3.1. Modélisation 3D réalisée par KELLER 55
1.3.3.2. Résultats avec le monolithe équivalent 57
1.3.4. Etude paramétrique sur le modèle de Benchmark : IR + matelas soumis à un effort statique N 58
1.3.5. Synthèse de l'étude paramétrique : 59
1.4. Utilisation des résultats obtenus par l'étude paramétrique du modèle Benchmark pour les CMM 62

2. DEFINITION D'UNE METHODE DE DIMENSIONNEMENT POUR LES CMM 63
2.1. Conception du modèle réduit et outils d'exploitation 63
2.1.1. Matériaux 63
2.1.2. Programme des essais : Modélisation Physique 64
2.1.3. Résultats et interprétation des expérimentations sur le modèle physique (bidimensionnel) 65
2.1.4. Résultats Flac 3 D statiques et dynamiques : Modélisation Numérique 66
2.1.5. Confrontation des résultats expérimentaux aux méthodes de dimensionnement 67
2.2. Détermination d'une méthode de dimensionnement 67
2.2.1. Présentation du modèle numérique comparé : 67
2.2.2. Méthodologie du Calcul 68
2.2.3. Validation des simulations 69
2.2.4. Comparaison au modèles 3D de FLAQ 70

3. PERSPECTIVES 71

Introduction

De nos jours nous assistons à une raréfaction des sols de bonnes qualités. En effet, la plus part des terrains possédant de bonnes caractéristiques sont d'ores et déjà exploités. Par conséquent ces zones fortement compressibles ne peuvent être utilisées en l'état et doivent être traitées par des techniques de renforcements de sol.

Parmi ces techniques, il existe depuis 2004 un procédé de Colonnes à Modules Mixtes appelé également CMM. Ce système, combinant des techniques bien connues du renforcement de sol, est exclusivement développé par la société KELLER. Ce nouveau procédé constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles car il associe les avantages de Colonnes Ballastées et d'Inclusions Rigides réalisées par refoulements.
L'objectif de base de ce système est d'assurer une augmentation de la portance avec une réduction des tassements du sol. Mais ces actions ne s'arrêtent pas là, elles doivent aussi supprimer les phénomènes de points durs en sous face de fondations superficielles, ainsi que permettre la reprises des efforts horizontaux engendrés par un vent ou un séisme (statiques et dynamiques).
Pour répondre à cette demande les CMM sont composées de deux parties : la partie supérieure est composée de Colonnes de gravier sur une hauteur d'environ 1m et la partie inférieure est réalisée en Inclusions Rigides.

L'état actuel des recherches sur le renforcement des sols par CMM met en avant des mécanismes identifiés mais complexes et forts en interactions. En parallèle, un même constat a été opéré concernant les Inclusions rigides. A partir de quoi un projet de recherche à été lancé par L'Association Française du Génie Parasismique (AFPS). Cette association a pour objet l'étude des tremblements de terre, celle de leurs conséquences sur le sol, sur les constructions et sur leur environnement. KELLER, parti prenante de ce projet, a proposé avec la contribution d'autres bureaux d'études l'idée de modéliser un Monolithe de sol Equivalent à l'aide de logiciels numériques TASPIE + et PICOEFF. Le but d'une telle modélisation d'arriver à définir la concentration des efforts dans les Inclusions Rigides sous effets horizontaux.

Depuis ces quelques années, la société KELLER à fortement développée la technicité et les principes de dimensionnement des CMM. Aujourd'hui elle se tourne vers une nouvelle phase de son étude et souhaite optimiser ses techniques actuelles de dimensionnements. Ainsi ce travail de PFE constitue une contribution au développement d'une méthode de calculs.

A l'heure actuelle, aucune méthode de dimensionnement de semelles soumises à des efforts verticaux et horizontaux n'est validée pour les sols renforcés par Colonnes à Modules Mixtes.
Ce travail de PFE entre dans le cadre d'une détermination de dimensionnement basé sur les recherches en cours pour le projet AFPS et l'adapter aux CMM. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur la compréhension et la modélisation des CMM soumises à des efforts statiques horizontaux. Nous entendons développer une technique qui associe facilité et rapidité de calcul ainsi que précision et rigueur des modèles numériques 3D.

Ce mémoire sera présenté selon deux axes.

- La première partie contient les éléments bibliographiques nécessaires à l'introduction de la technicité des CMM et à la préparation du dimensionnement.
- La seconde partie concerne la modélisation physique bidimensionnelle de différents modèles qui permettent d'aboutir aux modélisations des CMM.

Chapitre 1 : Etat de l'art

1. Présentation du problème

Ce chapitre traite des travaux réalisés sur des techniques de renforcement de sol ainsi que l'état actuel de leur dimensionnement. Dans cette première partie nous aborderons trois points essentiels concernant la compréhension de ces techniques. Un premier point sera consacré à la présentation de la technologie de renforcement par Colonnes Ballastées, Inclusions Rigides, Semelles Mixtes et Colonnes à Modules Mixtes. Puis nous aborderons les différentes méthodes de dimensionnement existantes qui leurs sont associées. Enfin pour clore ce premier chapitre sur l'état de l'art nous présenterons les outils de simulation numériques et analogiques qui ont permis les modélisations de ces différents systèmes de renforcement.

1.1. Le renforcement des sols

1.1.1. Le renforcement des sols compressibles

Aujourd'hui nous assistons de manière de plus en plus systématique à la raréfaction des sols de bonnes qualités pour la réalisation des routes, ouvrages d'art et bâtiments. Ainsi, pour répondre à la demande, les techniques de renforcement des sols compressibles se développent afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages.
Ainsi, le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

1.1.2. Présentation de la méthode

Les sols compressibles (argiles, limons, vases, tourbes) et les sols pulvérulents, lâches (sables fins) issus des dépôts alluvionnaires récents sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves. De nos jours, il est devenu inévitable qu'autour de ces zones se développent les réseaux routiers, autoroutiers, ferroviaires et zones d'activités industrielles.

La construction d'ouvrages sur de tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'en améliorer leurs caractéristiques mécaniques.
Ces techniques sont nombreuses et sont classées comme suit :

Technique d'amélioration du sol en place (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation par pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargement par le vide, éléctro-consolidation ;
Injection des sols grenus et sols fins ;
Amélioration des sols pas inclusions verticales (colonnes ballastées, inclusions rigides, colonnes à mortier sol-ciment réalisé par jet (jet grouting), colonnes de sol traitées à la chaux et/ou au ciment) ;
Congélation des sols.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte 4 étapes (d'après *Dhouib et al. , 2004*) :
Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés ;

- Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- Choix de la solution d'amélioration des sols ;
- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Figure 1. Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. Sources Magnan (1994)

1.2. Principe du renforcement

Le chapitre ci-dessous accorde une part importante à l'étude bibliographique de certaines méthodes de renforcement de sol abordées durant le PFE. Celui –ci comprend les techniques de réalisation de Colonnes à Modules Mixtes, procédé qui associe Inclusions rigides et Colonnes Ballastées. De même, il développe une étude sur un procédé plus spécifique en Semelles Mixtes, alliance Inclusions – Semelle.

1.2.1. Les Inclusions Rigides (IR)

L'inclusion rigide constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement ou la mise en place de drain vertical. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers les couches compressibles afin de transférer les charges vers un volume plus rigide.
Par conséquent l'Inclusion Rigide augmente la capacité portante et réduit les tassements du sol. On envisage ce type de fondation pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos. Par cette méthode on améliore les caractéristiques mécaniques du sol trop compressible et limite les tassements importants de l'ouvrage à construire.

Dans le cas des renforcements de sol par IR, on a souvent l'obligation de les armer par des cages d'armatures ou de les associer à un « matelas » afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.
La plus part du temps, la technique d'Inclusion Rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge » entre les inclusions et le sol compressible. Sa présence va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voutes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ainsi ce matelas assure la répartition des charges entre les inclusions et le sol compressible. Ce qui va permettre diminuer et homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

1.2.1.1. Les mécanismes

Le dimensionnement du réseau d'inclusions et du matelas de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

- Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant, lorsque celui-ci se tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

- Le matelas a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques. Quand à sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques, elles sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

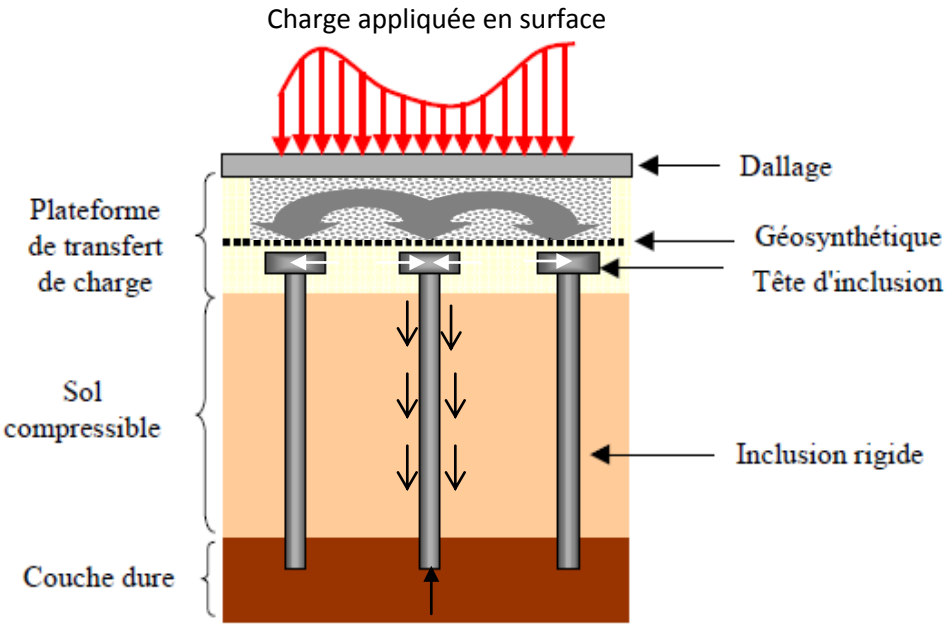


Figure 2. Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides. Sources Jenck 2005

Ce phénomène de voûte rencontré dans les sols granulaires a entre autre été décrit par *Terzaghi* en 1943 et peut également être connu sous le nom d'effet silo. Diverses méthodes de détermination de la charge transmise aux inclusions par effet voûte sont référencées. Mais dans la mesure où cette partie ne constitua pas une part essentiel de ce rapport nous n'aborderons dans la partie 2 que les plus usuelles.
Diverses études montrent que le développement de ces voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement et une hauteur suffisante. Les tassements sont également dépendants du module de déformation.

1.2.1.2. Matériaux

- Le matelas de répartitions

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué soit par un matériau noble comme les graves ou le ballast, soit par des matériaux traités à la chaux ou au ciment (afin d'en augmenter les propriétés mécaniques), plus rarement il est constitué par un matériau grossier.
Cette dernière option est certainement la moins onéreuse contrairement à l'utilisation de matériaux nobles. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (*Briançon et al., 2004*). La bibliographie concernant les ouvrages renforcés par des inclusions rigides ne fournit quasiment pas d'informations ou de données caractérisant le matelas de transfert de charge.

- Les Inclusions Rigides

Les techniques de construction des inclusions rigides sont décrites par *Briançon* (2002) et *Kempfert* (2003). Le tableau 1.1 résume les différents types d'inclusions d'après leur module de déformation.

<table>
<tr><td colspan="3">Type d'inclusion</td><td>E (MPa)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Pieux préfabriqués</td><td colspan="2">Pieux bois</td><td>14 000</td></tr>
<tr><td colspan="2">Pieux métalliques</td><td>200 000</td></tr>
<tr><td colspan="2">Pieux béton</td><td>10 000-20 000*</td></tr>
<tr><td rowspan="9">Inclusions fabriquées in situ</td><td rowspan="5">Pieux battus et forés</td><td>Battus</td><td rowspan="5">Mortier : 2000
7400
Béton B15 : 9000
Béton B25 : 10 815</td></tr>
<tr><td>Forés Simples</td></tr>
<tr><td>Forés tubés</td></tr>
<tr><td>A la tarrière</td></tr>
<tr><td>Starsol</td></tr>
<tr><td colspan="2">VCC</td><td>10 000</td></tr>
<tr><td colspan="2">CMC</td><td>500- 20 000 **</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Par mixing</td><td>COLMIX</td><td>50-300 ***</td></tr>
<tr><td>Jet grouting</td><td></td></tr>
<tr><td>LCC</td><td>20-200</td></tr>
</table>

* fonction de la nature du béton et du renforcement.
** fonction de la nature du colis.
*** fonction de la nature du liant et du sol.

Tableau 1 Principaux types d'inclusions rigides. Sources Briançon (2002)

1.2.1.3. Mise en œuvre

Il existe de nombreux procédés pour la réalisation des Inclusion Rigides qui varie en fonction du type de pieu choisit pour le renforcement. Selon les propriétés mécaniques et géotechniques de la couche compressible le choix du type d'inclusion est envisagé. On retrouve des inclusions pouvant être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil-mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

- Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage. Trois catégories existent pour ce type de réalisation : le bois, l'acier et le béton.
    - La mise en place des pieux en bois répond à la technique la plus ancienne mais aussi celle représentant de plus de risque de détérioration au cour du temps. Le matériau qui la compose la rend sujette au pourrissement dans les zones de battement de nappe ;
    - L'acier, présenté soit en profilés (cylindrique, H,…) possède une très grande capacité portante. Toutefois comme le bois il reste sensible aux agents agressifs qui provoquent la corrosion et par conséquent la ruine du pieu ;
    - Le béton armé, non-armé ou précontraint présente l'avantage d'être applicable dans tous les types de sol non agressifs.

  L'avantage d'utiliser des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé et donc de bien meilleur qualité car ont maitrise parfaitement les étapes de fabrication. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et, dans certains cas, le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.

- Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement
    - Les pieux forés ;
    - Les pieux battus tubés (pieux en béton armé) ;
    - Les pieux de type « Vibro Concrete Column » ;
    - Les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.).
    - Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par *Briançon* (2002) et *Kempfert* (2003). Quant à la mise en œuvre des inclusions in situ, elle est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site. Par contre cette technique présente aussi le désavantage d'augmenter les défauts locaux.

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées.

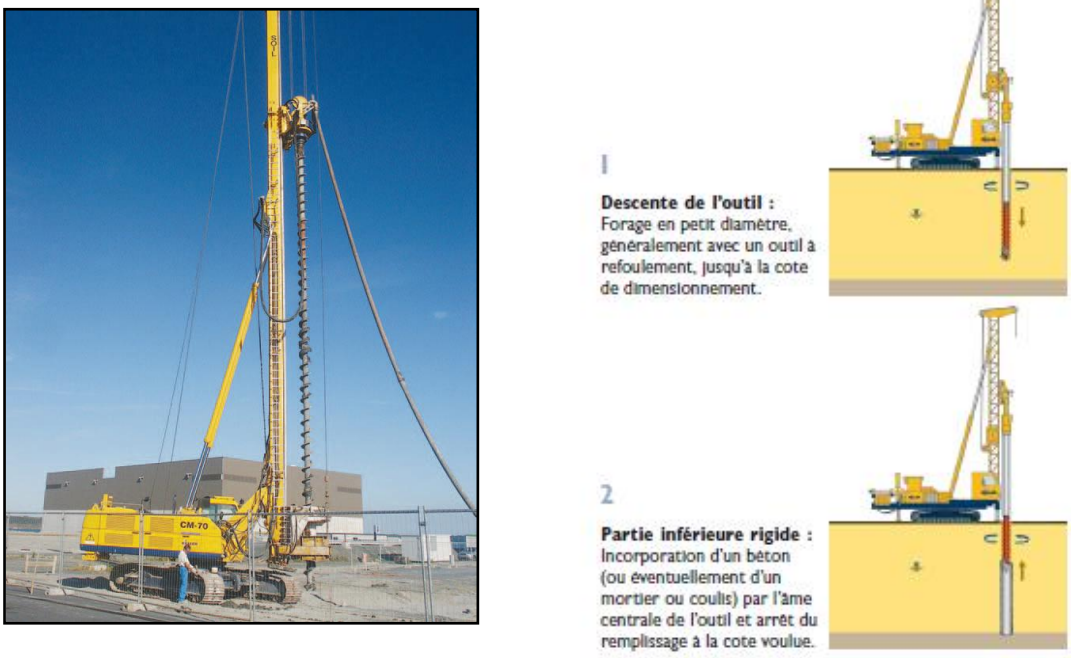
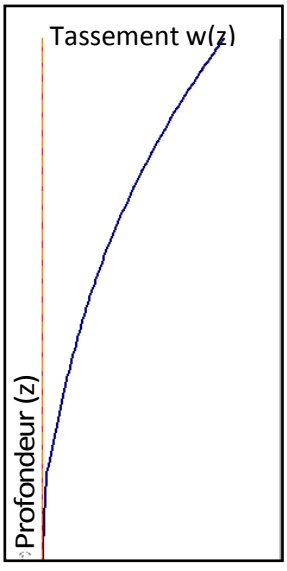

Principe de réalisation
1
Descente de l'outil :
Forage en petit diamètre, généralement avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement.
2
Partie inférieure rigide :
Incorporation d'un béton (ou éventuellement d'un mortier ou coulis) par l'âme centrale de l'outil et arrêt du remplissage à la cote voulue.

Figure 3. Principe de réalisation IN SITU des Inclusions Rigides - Pieu foré à la tarière creuse. Documents KELLER FONDATIONS SPECIALES.

1.2.1.4. Le fonctionnement d'une inclusion isolée

Considérons dans un premier temps un sol compressible non traité où l'on applique un chargement réparti tel qu'un remblai. Le tassement le plus important se trouvera à la surface du sol et va décroitre non linéairement jusqu'au sol résistant.



A présent on associe au sol compressible une Inclusion Rigide non ancrée dans le substratum résistant. Quand on s'éloigne de cette inclusion le sol se comporte comme précédemment, le sol n'est pas renforcé et le profil de tassement est important. En revanche, dans un périmètre proche de l'Inclusion, le champ de contrainte et de déformation est modifié. Quant au tassement de l'inclusion il est faible mais non négligeable en raison d'une légère compression du matériau.

Figure 4. Exemple de profil de tassement du sol non traité en fonction de la profondeur

Dans le cas où l'inclusion est ancrée dans le sol résistant, le tassement est davantage diminué. Attention toutefois à ne pas systématiser cet ancrage. Si cette disposition peu paraitre la plus performante, elle peut en revanche amener à la concentration d'efforts de traction en pied d'IR dans le cas d'efforts sismiques.

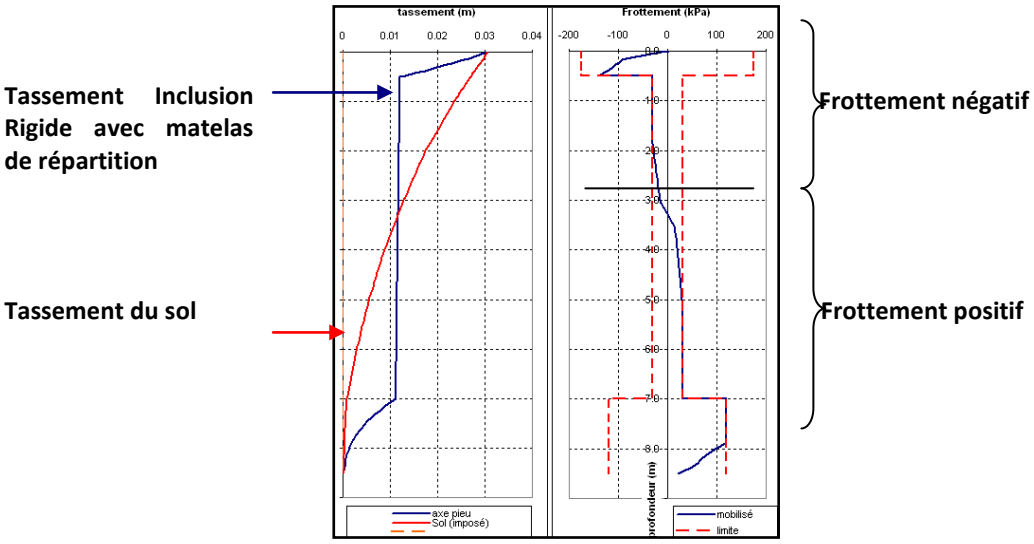


Figure 5. Exemple de Profil de tassement du sol et de l'inclusion Rigide dans une zone traitée

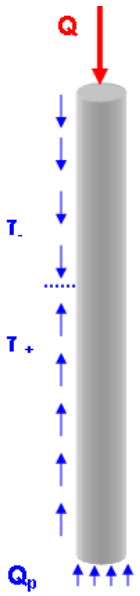
La figure 5 nous montre que dans la partie inférieure le tassement du sol est plus faible que celui de l'inclusion. A l'inverse dans la partie supérieure, c'est l'inclusion qui tasse moins que le sol. Cette différence de comportement met en avant un phénomène faisant apparaitre un frottement négatif et un frottement positif.

Cette différence de tassement entre sol et inclusion aura pour conséquence la création de poinçonnement du remblai par l'Inclusion. La face supérieure de l'Inclusion (supposée horizontale) est assimilable au comportement d'une plaque d'ancrage sollicitée par traction vers le haut. Cet effort dépendant de l'épaisseur et de la qualité du remblai est non négligeable.

Figure 6. Efforts agissants sur l'Inclusion

Effort Moteur :
- Charge Vertical Q
- Frottement négatif ζ^-

Effort Résistant :
- Effort en pointe Qp
- Frottement positif ζ^+



L'inclusion étant d'autant plus efficace qu'elle décharge le terrain environnant, l'objectif est de lui transmettre les efforts moteurs maximaux. Pour cela il faut que la capacité portante en pointe de l'inclusion soit la plus élevée possible. Ceci implique la recherche d'un niveau porteur suffisant qui est lié à la qualité de sol dans lequel se situe la pointe de l'Inclusion.

Dans le cas ou l'inclusion serait arrêtée dans un sol médiocre, l'inclusion tassera fortement et la tête de la déformée relative sol-inclusion ne permettra d'obtenir qu'un faible effort d'ancrage.

1.2.1.5. Le fonctionnement d'un réseau d'inclusions

Pour un groupe d'Inclusions on comprend aisément que la capacité à dimensionner de manière fiable un réseau d'inclusion dépend de la capacité à déterminer le mode de répartition des contraintes.
Pour déterminer correctement cet équilibre, on doit impérativement prendre en compte les déplacements. En effet, les tassements différentiels entre IR et sol alentour créent des efforts moteurs ou résistants dues aux frottements positifs et négatifs.
De plus, une Inclusion isolée ne permet pas d'obtenir une réduction localisée des contraintes et des tassements. Par contre, en additionnant les réductions locales, un réseau d'Inclusions permet la diminution généralisée de ces effets. Par conséquent, à qualité et épaisseur de matelas égale, la réduction est d'autant plus élevée que le maillage du réseau est fin.

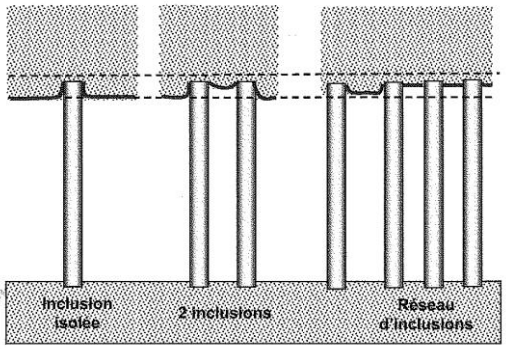


Figure 7. Incidence de la densité d'Inclusions rigides. Sources Keller

Quant aux mécanismes, ils restent les mêmes que pour les Inclusions isolées, l'effet de groupe n'affectant que les intensités. La seule différence à noter concerne la capacité du groupe d'Inclusion à reprendre en tête tout l'effort mobilisé par l'effort d'ancrage. Ainsi bien que le réseau réduise significativement les tassements d'ensemble, la capacité portant de chaque Inclusion n'est pas optimisé. Il est donc nécessaire de définir le maillage qui apportera un bon rapport Tassement/Résistance en pointe.

1.2.1.6. Effets des efforts horizontaux

Lorsqu'un pieu est soumis à des sollicitations transversales en tête (effort horizontal et/ou moment), la distribution avec la profondeur de la réaction latérale mobilisée est schématisée sur la figure suivante

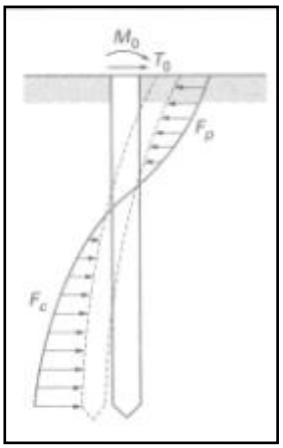


Figure 8. Courbes de mobilisation de la réaction latérale sur un pieu. Sources Combarieu

F_c : contre butée
F_p : butée

1.2.2. Les Colonnes Ballastées (CB)

L'amélioration des sols au moyen de Colonnes Ballastées fut introduite en 1936 par une entreprise allemande dénommée Keller. La technique de renforcement, similaire à celle d'aujourd'hui, est issue du procédé de densification des sols grenus par vibro-compactage. Les colonnes ballastées sont à classer dans la catégorie des inclusions souples. Elles sont généralement constituées d'un apport de graves propres, graduées, roulées ou concassées. Ce matériau d'apport est drainant, frottant et homogène. Son succès est étroitement lié au fait que les colonnes ballastées n'ont pas d'incidence sur le dimensionnement des semelles et du dallage. De plus, elles s'adaptent très bien aux contraintes de chantier : terrassement de fouilles, circulation d'engins.

D'après les études bibliographiques effectuées et les informations recueillies en France auprès des entreprises spécialisées en fondations spéciales, les colonnes ballastées sont :

- Utilisées principalement pour fonder les remblais (d'accès et de surélévation), les radiers et des dallages (station d'épuration et bâtiments industriels), utilisées moins souvent sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les habitations ;
- Incorporées dans les sols mous non organiques (argile, limon et sables fin lâche à forte proportion de fines) ;
- Proscrites dans les sols organiques (tourbe, argile et vase organique) et les matériaux de décharge qui, par leur comportement évolutif dans le temps, ne peuvent offrir une étreinte latérale pérenne pour confiner le ballast.

Figure 9. Vue générale d'un chantier d'amélioration de sol par Colonnes Ballastées

1.2.2.1. Matériau du matelas de répartition

Selon *Dhouib et Blondeau* (2005), le matériau constitutif de la colonne est drainant. La norme NF P 11-212 (DTU 13.2 « Fondations Profondes pour le bâtiment » donne les dispositions suivantes devant être respectées :

- La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier trois conditions : d5 > 0.1 mm, d30 > 10 mm et d100 > 100mm ;
- Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la Colonne Ballastée ;
- Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peu être roulé ou concassé en fonction des dispositions locales ;
- La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées (Rc >25 Mpa) et ne pas être délitable ni sujette à l'attrition.

Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions di ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	>80	
LA	<25-35	Essais « Los Angeles » d'après la norme NF P 18573
MDE	<20-30	Essais «Micro Deval» d'après la norme NF P 18572
LA + MDE	<40-60	
Pourcentage de fines	<5%	

Tableau 2. Caractéristique du ballast pour Colonnes Ballastées

Le diamètre de la colonne ballastée doit être le plus important possible et doit s'adapter aux variations de compacité du sol pour traiter toutes les hétérogénéités du sol, même celles non détectées par la campagne de reconnaissance.

1.2.2.2. Avantages du procédé

Cette technique de traitement des sols pas colonnes verticales consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire constitué de ballaste (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) afin d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleurs que le sol non traité et permettant :

- D'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité ;
- D'augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- De réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- D'accélérer le drainage vertical et la consolidation primaire du sol ;
- De contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- De réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques. Ceci est permis grâce à la capacité drainante des colonnes. Les pressions interstitielles sont par conséquent diminuées et caractéristiques mécaniques du sol traité sont augmentées (dont la résistance au cisaillement).

Un des aspects cruciaux de la colonne ballastée se situe au niveau de la mise en œuvre. En effet, celle-ci va conditionner le comportement mécanique du renforcement :

- Le type de vibreur à utiliser est obligatoirement un vibreur équipé d'un excentrique situé en pied et générant des vibrations horizontales. Tout autre matériel ne permettra de réaliser que des drains de graviers.
- Le deuxième point important se situe au niveau du refoulement. Celui-ci doit être suffisant pour modifier l'état de contrainte dans le sol afin que le comportement de la colonne ballastée diffère de celui d'un drain (d'après *Nguyen., Foray, Flavign.,*2007.)

1.2.2.3. Techniques de mise en œuvre

- **voie humide** = vibro-substitution :

Consiste en la réalisation d'un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désirée. On remonte le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et on laisse tomber le ballaste dans le forage préalable. Finalement on compacte ce ballast par passes successives de réalisation de la colonne ;

- **voie sèche** = vibro-refoulement :

On auto- fonce le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée. Puis le vibreur est remonté progressivement tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât. Enfin on compact le ballaste par phases successives de l'ordre de 0.5m jusqu'à finition de la colonne ;

- **pilonnage** = pieux de gravier :

Venant du procédé de « *Franki* », on confectionne un bouchon de battage « *Franki* » à l'aide de gravier. On bat au fond du tube avec un dameur intérieur. Puis le bouchon de gravier est expulsé et la colonne est réalisée par damage de charges de gravier et extraction du tube, l'opération s'achève par la finition de la colonne.

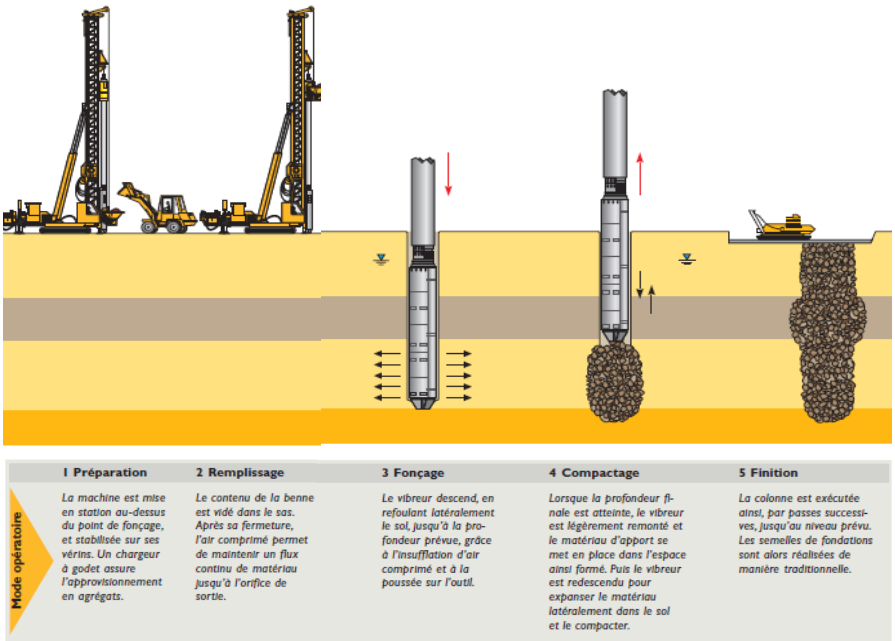

Mode opératoire
1 Préparation
La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
2 Remplissage
Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
3 Fonçage
Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
4 Compactage
Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
5 Finition
La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

Figure 10. Procédure de réalisation d'une colonne ballasté par vois sèche (CBS). Source KELLER FONDATIONS SPECIALE.

1.2.3. Les semelles mixtes

Les fondations mixtes telles les semelles - pieux sont utilisées dans des cas plus spécifiques. En effet, on a l'habitude de considérer dans une fondation sur pieux, seuls les pieux transferts de charges au sol, à l'exclusion de la semelle. Cette simplification est certainement justifiée quand les sols de surface sont très médiocres, mais ne l'est plus quand ils ont une certaine consistance.
O. Combarieu (1988) propose une méthode de calcul prenant en compte l'interaction sol-semelle-pieux et reprenant notamment la méthode de R. Franck et S.R.Zhao pour le calcul de renforcement de pieux.

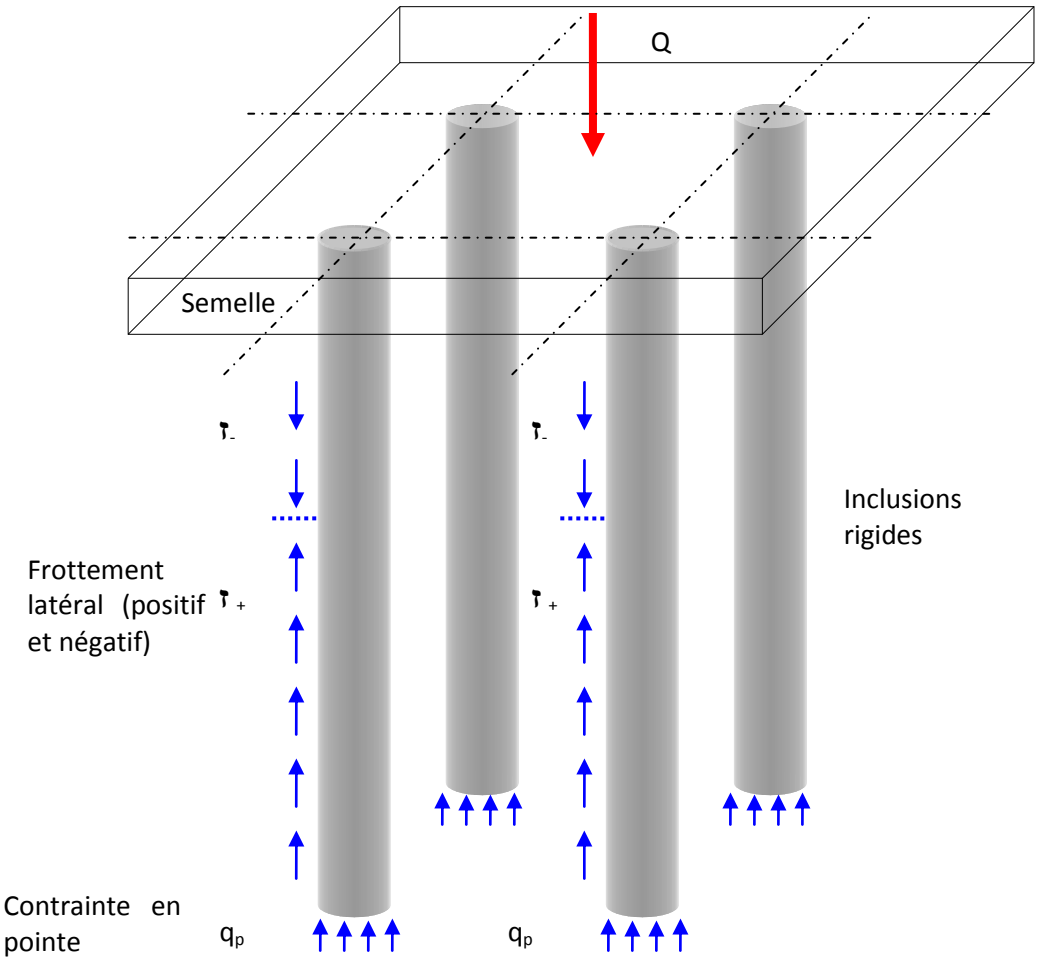


Figure 11. Principe d'une semelle mixte reposant sur 4 Inclusions rigides

1.2.3.1. Principe

Très souvent, du fait de la technique d'exécution utilisée, la semelle qui coiffe les pieux est en contact direct avec le sol sous-jacent. Ce contact, s'il est permanent, fait qu'une fraction des efforts appliqués en tête de la semelle est transmise au sol par cette dernière. Cette fraction est très variable, le contraste de qualité du sol sous la pointe des pieux et sous la semelle est le paramètre essentiel qui détermine l'intensité des composantes de l'effort appliqué à la fondation mixte.
La dénomination « fondation mixte » s'applique à l'ensemble semelle et pieux conçu et calculé en tenant compte des possibilités réelles de mobilisation simultanée des efforts dans le sol, par les pieux et la semelle.

1.2.3.2. Domaines d'application

Une telle conception de fondation n'a d'intérêt que si le sol permet une mobilisation substantielle d'effort sous la semelle. Deux conditions au moins en excluent la possibilité :

- Pieu reposant en pointe sur des sols très résistants, et semelle de répartition reposant sur des sols très compressibles ;
- Tassement des sols superficiels supportant la semelle, sous des actions extérieures, telles que remblais, stockages, pompages ; ces actions, si elles étaient négligées ou omises, conduiraient à des tassements prohibitifs de la fondation mixte.

De plus, il faut éviter le remaniement du fond de fouille en s'entourant des précautions superficielles traditionnelles. En particulier, dans le cas de pieux exécutés à la boue bentonitique, dont la technique de mise en œuvre et généralement polluante, par conséquent un soin tout particulier devra être porté au nettoyage du fond de fouille.

La fondation mixte peut être envisagée de deux points de vue différents :

- Comme une fondation classique sur pieu, la prise en compte de la présence de la semelle permettant une réduction du dimensionnement du pieu, au prix d'une légère augmentation du tassement d'ensemble.
- Comme une fondation directe sur le sol, à laquelle on adjoint les pieux pour limiter le tassement. C'est le cas par exemple des fondations appelées radier – pieu, dans lesquelles la longueur du pieu est très souvent inférieure aux dimensions du radier. Outre la réduction des tassements absolus, cette adjonction de pieux réduit bien sûr les tassements différentiels. Les pieux travaillant très souvent à leur charge de fluage, ce type de fondation porte le nom en anglais de « creep piles »

1.3. Présentation d'une méthode de renforcement de sol par CMM – Brevet KELLER FONDATIONS SPECIALES

La colonne à Module Mixte également connue sous le nom de CMM est un procédé d'amélioration de sol breveté et entrant dans la gamme des procédés de l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES. L'ambition de cette nouvelle technique est de combiner les avantages des Colonnes Ballastées et des Inclusions rigides réalisées par refoulement.

1.3.1. Caractéristiques générale

Le principe CMM a été exclusivement élaboré et développé en 2006 par l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES. Les Colonnes à Modules Mixtes sont une technique de renforcement de sol alternative aux procédés couramment utilisés en France utilisant la technicité des Inclusions Rigides associée aux Colonnes Ballastées.
Ainsi les CMM sont constituées d'une partie supérieure l'ordre de 1.5m de hauteur suivit d'une partie inférieure en IR exécutée par refoulement.
Cette association permet d'accumuler les performances des deux systèmes tout en évitant leurs inconvénients. De plus, elles semblent présenter des avantages pour la construction en zone sismique.

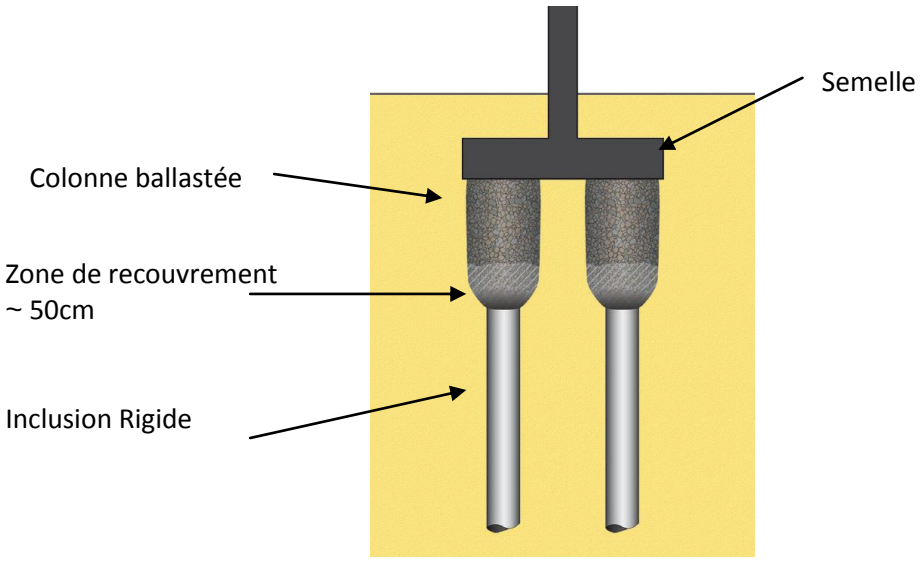


Figure 12. Principe des CMM sous une semelle. Source : KELLER FONDATIONS SPECIALES

1.3.2. Principe de fonctionnement

Dans le cas des renforcements de sol par Inclusion Rigide, on a souvent l'obligation d'armer les IR par des cages d'armatures ou de les associer avec un matelas afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.
Ces inconvénients peuvent être évités grâce à la réalisation de la partie supérieure en gravier refoulé de la CMM.
Celle-ci est plus déformable en interaction avec le sol en place et donc va se comporter comme une zone roulée dissipative qui transmet :

- Moins d'énergie **par effet directe** à la superstructure ;
- Moins d'énergie à la partie inférieure rigides des CMM **par effet inertiel.**

1.3.3. Avantages du procédé

Ce procédé améliore les performances du sol de fondation des ouvrages fondées superficiellement en répondant aux spécifications :

- Réduction des tassements du sol ;
- Reprise des efforts Horizontaux et des Moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles. La forte résistance au cisaillement de la partie supérieure permet ainsi de reprendre ces efforts horizontaux et moments. De plus en zone sismique, la partie supérieure en gravier permet de jouer le rôle de rotule plastique ce qui amène à dissocier les effets inertiels des effets cinématiques ;
- Augmentation de la capacité portante du sol, en général de 0.2 à 0.3MPa aux ELS ;
- Suppression du phénomène du point dur dans le cas d'un dallage.

Concernant les inconvénients, on arrive à les limiter grâce à la mixité des deux techniques.
Les IR n'ont pas besoins :

- D'être armées en tête car le cisaillement est repris pas les massifs de CMM en partie supérieure ;
- De recépage car les massifs ne reposent plus directement sur les IR. Quant aux semelles ou dallage, ils sont directement coulés sur les colonnes de graviers ;
- D'être surdimensionnées par l'effet des Moments. En effet, ces efforts présents dans la partie rigide de la CMM sont acceptables, les CB reprennent les mêmes efforts qu'un matelas de répartition de forte épaisseur.

1.3.4. Domaine d'application

Cette technique de renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction. De plus, le procédé s'applique à la majorité des sols cohérents et pulvérulents.
En effet, même les sols de plus mauvaises qualités, constitués de remblais ou fortement organiques en partie inférieure de CMM permettre son utilisation.

1.3.5. Caractéristiques mécaniques

- Partie supérieure de la CMM

Les prescriptions relatives sont celles qui s'appliquent aux Colonnes Ballastées. Les matériaux d'apport doivent être de granulométries contrôlées. Mais le choix se portera uniquement sur les graves naturelles, roulées ou concassées.
Type de classe B de répartition comprenant maximum 5% de fines

<u>Les sols sont répartis en 4 classes :</u>
Classe A : sols fins
Classe B : sols sableux et graveleux avec fines
Classe C : sols compressibles
Classe D : sols insensibles à l'eau

Le fuseau granulométrique le plus couramment utilisé doit se situer dans le fuseau caractéristique :

$$8mm \leq D\max \leq 40mm$$

$$0.25mm \leq D\min \leq 20mm$$

Quand aux matériaux de la classe F au sens de la norme NF P 11 300 et de la GTR 92
« sol organiques et sous-produits industriels » (matériaux de démolition F7, Mâchefers d'incinération d'ordure ménagère MIOM F6 …), ils ne sont pas admis.

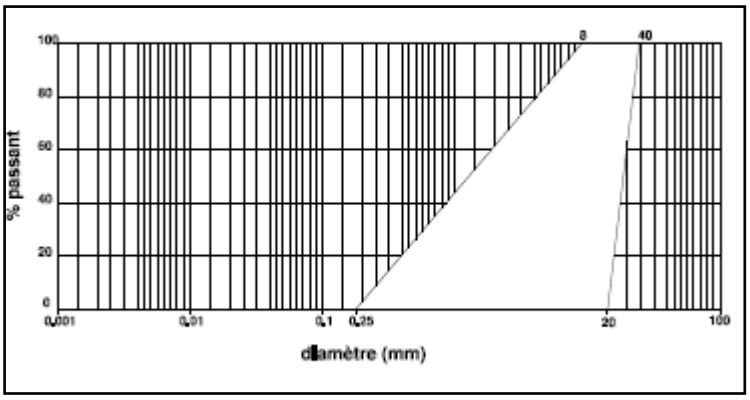


Figure 13 Caractéristiques du fuseau granulométrique des CB des CMM

Enfin le choix de la granulométrie va dépendre principalement du matériel utilisé. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont particulièrement sensibles. Une granulométrie inappropriée est la source de bouchon dans le tube.

En complément, ce matériau d'apport doit vérifier un certain nombre de caractéristiques validant sa dureté. Il présente les résistances :

$$LA < 35$$
$$MDE < 30$$
$$LA + MDE < 60$$

LA : essai Los Angeles d'après la norme NF P 18573
MDE : essai Micro Deval d'après la norme NF P 18572

- Partie inférieure de la CMM

Cette partie est constituée d'un béton prêt à l'emploi garantissant l'ouvrabilité et la résistance à la compression simple selon la norme NF EN206-1 (béton à propriété spécifiques).
Les caractéristiques les plus courantes du béton doivent avoir :

- Une granulométrie 0-22,4mm
- Indépendamment de leur origine minéralogique, on classe les granulats en deux catégories qui doivent être conformes à la norme NF EN 12620 et la XP P 18-545 (granulats pour bétons) ;
- Une classe de résistance à la compression : C8/10 au minimum ;
- Une classe d'exposition : X0. Cette classification concerne les bétons qui ne sont soumis à aucun risque de corrosion ni d'attaque. Elle ne peut concerner que les bétons non armés ou faiblement armés avec un enrobage d'au moins 5 cm, non soumis au gel ni à l'abrasion, ni à des attaques chimiques ;
- Une classe d'affaissement ou d'ouvrabilité ; type S3 ou S4.

Quant au choix du ciment, il tient compte de la nature du sol. Le ciment à utilisé doit être conforme à la norme NF EN 197-1. De ce fait, selon l'agressivité du sol en présence autour des CMM on pourra jouer entre différentes catégories :

- Classe 32.5 : CEM II/A, CEM II/B, CEM III/C, CEM V/A-ES
- Classe 42.5 : CEM I-ES, CEM II/A, CEM II/B, CEM III/A

Dans le cas des semelles reposant sur des CMM il n'est pas utile d'intégrer un matelas intercalaire, la partie supérieure en Colonnes Ballastées jouant déjà ce rôle. Ces dernières reposent directement sur les têtes de colonnes.

1.3.6. Autres Dispositions constructives

La distance minimale entre deux CMM est au moins égale à trois fois le diamètre de la partie inférieure des CMM et avec un minimum d'un mètre.

1.3.7. Mise en œuvre

- Phase 1 : réalisation de la partie dite inférieure.

Cette partie est réalisée à l'aide d'un outil de refoulement développé par KELLER FONDATIONS SPECIALES, monté sur un porteur lourd pouvant être du type :

- Tarière à refoulement;
- Tube vibrofoncé à bout fermé;
- Vibreur Keller type alpha ou beta avec incorporation du matériau en base de l'outil servant de tubage provisoire pendant la réalisation;
- Tarière creuse.

Le diamètre de l'outil est à adapter en fonction des objectifs à atteindre. Lorsque l'outil a atteint la profondeur finale, un béton de consistance adaptée est pompé.

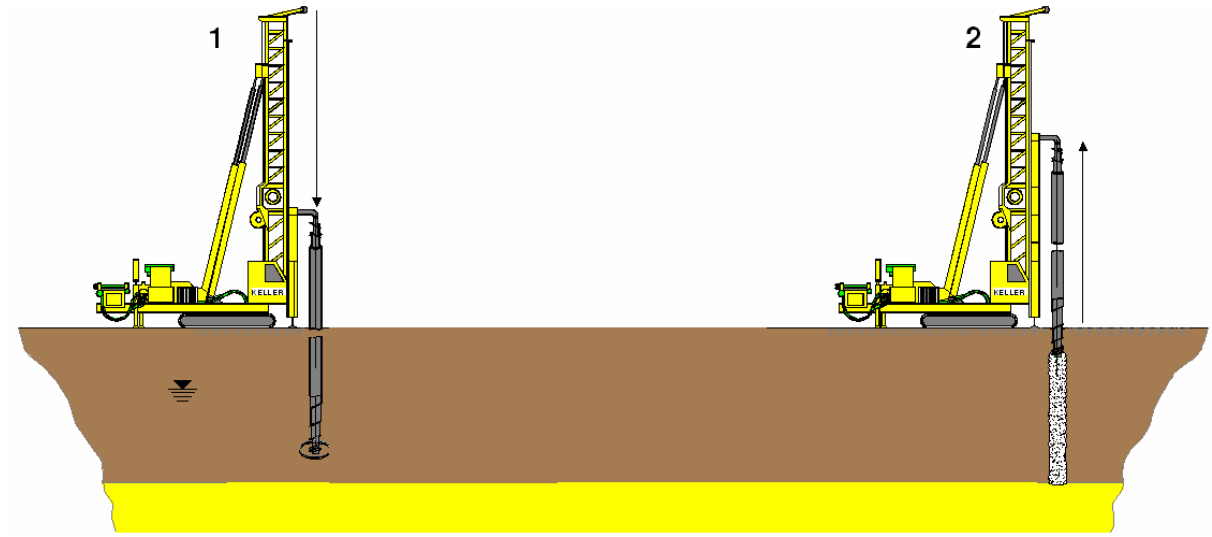


Figure 14. Etape 1 et 2. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES

Du fait du refoulement, qui évite l'extraction de la terre, ce procédé permet d'obtenir un bon frettage du terrain et n'entraine pas de remontée significative de déblais
Les arases avant la réalisation de la partie supérieure de la CMM sont contrôlées par la mesure du volume incorporé, ou l'arrêt mécanique du coulage. L'étalonnage est effectué par dégarnissage de la tête de colonne au démarrage du chantier.
Dans un premier temps le forage s'effectue en petit diamètre avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement souhaité. Puis on incorpore le béton pompable par l'âme centrale de la vis tout en remontant l'outil. On procède au contrôle du remplissage par la vérification du volume incorporé ou l'arrêt du coulage mécanique.

- Phase 2 : réalisation de la partie dite supérieure

Lorsque l'élément rigide est réalisé à la cote désirée, une Colonne Ballastée est mise en œuvre en partie supérieure de celle-ci. Elle est ainsi réalisée à l'aide d'un atelier spécifique de fabrication KELLER FONDATIONS SPECIALES conjuguant :

- Un vibreur muni d'un tube latéral amenant les matériaux à la pointe de l'outil caractérisé par une puissance limitée à 100 kW et une amplitude inférieure à 10 mm afin de ne pas déstructurer le sol. Le porteur est équipé d'un mat rigide garantissant la verticalité de l'outil et une parfaite mise en station dans l'axe de l'inclusion,
- Une poussée statique de l'outil pour permettre l'interpénétration des 2 parties afin d'assurer ainsi une zones de recouvrement garantissant un parfait liaisonnement.

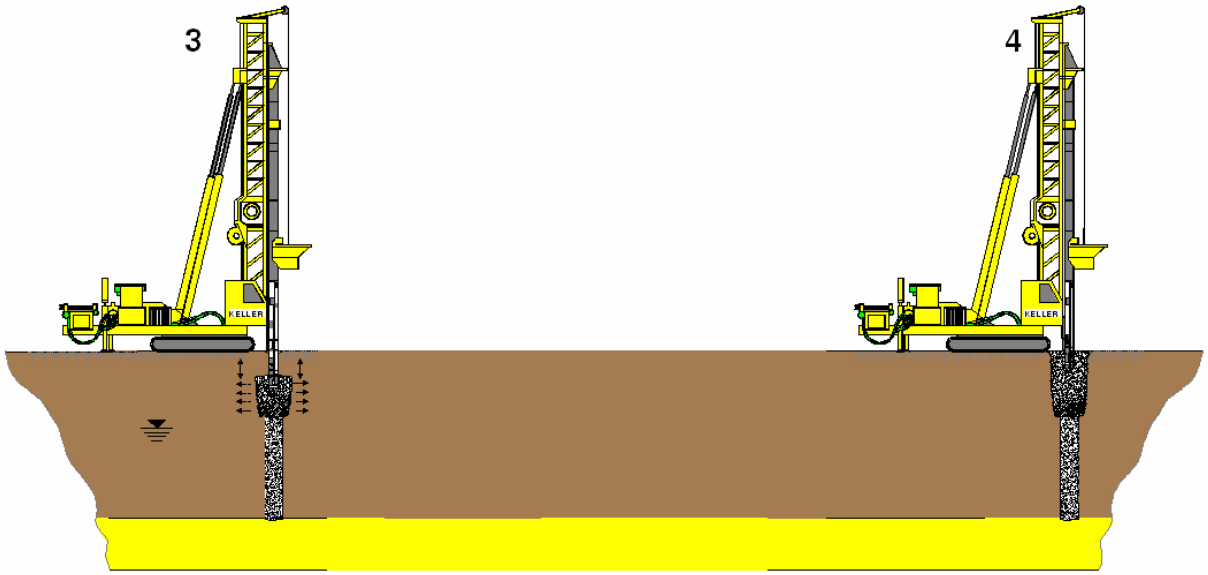


Figure 15. Etape 3 et 4. Sources KELLER FONDATIONS SPECIALES

La réalisation de la zone de recouvrement se fait par la descente d'un vibreur de colonne ballastée dans le béton frais de l'inclusion rigide sur 0.50cm, ceci définit la hauteur de recouvrement (Zone de transition).
Les granulats sont alors incorporés, compactés et refoulés dans le sol par pénétration d'un vibreur. On procède ensuite par passes successives de l'ordre de 50cm en remontant le vibreur de façon à constituer une colonne continue ayant un diamètre variable suivant la consistance de la couche traversée.

1.4. Contexte et objectif du PFE

Depuis ces quelques années, la société développe la technicité et les principes de dimensionnement des CMM. Aujourd'hui, elle se tourne vers une nouvelle phase de son étude et à lancer un programme de recherche en collaboration avec de l'université de Grenoble. La démarche consiste à reproduire dans une cuve expérimentale une semelle sur sol renforcé par CMM. Ce modèle réduit reproduit une semelle sur 4 CMM sollicitées par un effort Vertical et Horizontal.
L'objectif de l'étude consiste en validation d'une méthode de calcul analytique qui va passer par l'exploitation des données expérimentales et numériques 3D de l'université de Grenoble.

Le renforcement des sols par CMM met en avant des mécanismes identifiés mais complexes et fortes en interactions. Des techniques de dimensionnement sont à l'heure actuelle existantes, mais et trop longues à obtenir par des modèles 3D aux éléments finis.
Au travers de cette étude KELLER souhaite parvenir à une méthode de dimensionnement rapide et réaliste grâce à un modèle analytique tel que TASPIE+.

Ce travail de PFE entre dans le cadre d'une détermination de dimensionnement basé sur les recherches en cours pour le projet AFPS et à adapter aux CMM. L'objectif de ce travail de recherche est particulièrement axé sur la compréhension et la modélisation des mécanismes qui se développent dans différentes parties qui composent l'élément de renforcement de sol.

La méthode de dimensionnement qui a été élaborée durant le PFE se base sur des outils de calculs existant à savoir :

- La méthode de *Combarieu* utilisant le principe de *Franck* et *Zhao* pour les tassements des Inclusions Rigides (Taspie +) ;
- La méthode de Winkler pour les calculs à la flexion d'un pieu (Piecoef) ;
- Le principe du Monolithe équivalent développé en collaboration avec l'AFPS (Association Française du Génie Parasismique).
-

L'étude de l'intérêt de la tête de gravier de la CMM sera mise en évidence par l'étude :

- D'une semelle posée directement sur les IR (semelle mixte) ;
- D'une semelle avec un système de renforcement en IR et matelas continu intercalaire ;
- D'une semelle avec CMM (sans matelas, mais son effet est conservé grâce à la mixité sol/colonne).

2. Méthodes de dimensionnements

2.1. Dimensionnement des systèmes classiques de renforcement

2.1.1. Colonnes ballastées

Ces trente dernières années de nombreuses études ont été porté sur le dimensionnement des colonnes de gravier. Ce dimensionnement théorique a été fait sur la base des retours d'expériences de chantiers ainsi que lors d'essais en laboratoires sur modèles réduits.

Il existe plusieurs types de dimensionnement se basant sur des théories différentes. Dans la plus part des cas, le dimensionnement s'effectue pour un réseau de Colonnes sous des fondations rigides. Les résolutions sont basées sur des approches de type élastiques et à la rupture.
Dans le cas des Colonnes isolées, l'étude du comportement à la rupture s'opère par cisaillement généralisé du sol, par poinçonnement ainsi que par expansion latérale.
Enfin au terme des calculs, elles devront vérifier que la portance est suffisante et que les tassements seront admissibles.

<u>Trois méthodes de dimensionnement de ce procédé sont couramment utilisées :</u>

- La méthode de **Priebe**. Elle se base sur la théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne et du sol. La colonne réagit en termes de poussée latérale suite à l'application de la charge. Le sol est supposé en état hydrostatique à l'interface sol-colonne du fait de l'exécution des colonnes. Cette théorie développe l'idée que les déformations s'opèrent à volume constant, par conséquent toutes déformations horizontales impliquent un raccourcissement vertical. A partir de ce principe le tassement de la colonne peut être obtenu. Dans son raisonnement Priebe tient compte de la compressibilité de la colonne et de l'action du poids volumique qui a pour effet de limiter l'expansion latérale de la colonne à partir d'une certaine profondeur.

- La méthode des recommandations sur les colonnes ballastées, validée par le CFMS (RFG n° 111). Le module de la colonne a été pris égal à 60 MPa en tenant compte de son environnement et le calcul de tassement sans colonne est effectué selon la méthode pressiométrique.

- Selon PLAXIS 3D, avec prise en compte de la mise en œuvre de la colonne ballastée avec une expansion de 5 % de son volume (Nguyen T., Foray P., Flavigny E., 2007) ou Plaxis 2D avec une homogénéisation des sols. Les lois de comportements utilisées sont de types élastiques. L'interface sol colonne est supposée sans glissement.

La **méthode de Priebe** reste de nos jours la plus élaborée et la plus employée pour le calcul et le dimensionnement des Colonnes Ballastées. L'ensemble du sol-colonne est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ;
- Les matériaux constitutifs de la colonne sont en état d'équilibre plastique et les déformations suivent celles du sol ;
- Le matériau de la colonne est incompressible. Les déformations de cette dernière se font à volume constant ;
- Le sol encaissant se trouvant dans la zone d'influence autour de la colonne a un comportement élastique linéaire dont le module d'Elasticité est le coefficient de Poisson sont constant sur toute la profondeur ;
- Les sections planes sont conservées ;
- Les poids volumiques du sol et de la colonne sont considérés comme égaux.

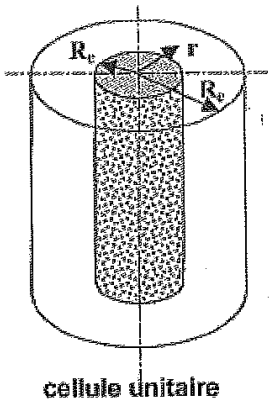


Figure 16.Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée d'une Colonne Ballastée. Sources manuel d'utilisation des CMM

Ainsi la théorie se base sur le fait que l'application de la charge sur la fondation induit un accroissement des contraintes dans le sol. Pour cette conception des déformations dans ce type de matériaux composites, **Priebe** considère que les déformations d'un tube épais infiniment long est soumis à une pression interne tel que $\Delta\sigma=\Delta\sigma_{hcol}-\Delta\sigma h_{sol}$.

Quand la colonne exerce une poussée on obtient $$\Delta\sigma_{hcol} = P_{col} \times \tan^2\left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2}\right) \quad \textbf{1)}$$

Et $\Delta\sigma_{hsol} = P_{sol}$ **2)**

Comme précisé précédemment, les conditions aux limites sol/colonne impliquent une nullité du déplacement radial. Le coefficient de réduction des tassements est ainsi donné par :

$$\beta = \frac{Po}{P_{sol}} = 1 + \alpha \times \left(\frac{1/2 + f(V_{sol,a})}{\tan^2(\Pi/4 - \tan\varphi_{col}/2) \times f(V_{sol}, a)} - 1\right) \quad \textbf{3)}$$

2.1.2. Inclusions rigides avec matelas de répartition

D'après Briançon (2002), les méthodes de dimensionnement des Inclusions Rigides se différencient par leur concept :
Les inclusions reprennent totalement la charge appliquée. Le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en place d'une nappe de renforcement géosynthétique transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans cette condition, la réaction du sol de fondation est négligée.
Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol. Les inclusions supportent partiellement la charge en surface, la contribution du sol compressible est prise en compte dans le dimensionnement.

Dans les IR verticales on doit porter une grande attention aux mécanismes de cisaillement qui se développent au sein du matelas granulaire au dessus des Inclusions. Contrairement au mode de renforcement par CB, où il n'y a aucun cisaillement entre colonnes et sol, les tassements sont supposés uniformes à toutes profondeurs. Par conséquent, la mobilisation du cisaillement au dessus et autour des IR provoque une rotation des contraintes principales dans tout le massif support de la fondation. C'est ce mécanisme de transfert de charge qui va nous intéresser pour le dimensionnement.

Dans la littérature, divers auteurs se sont intéressés au développement de méthodes analytiques permettant la détermination de la distribution charge dans le matelas.
Quelques méthodes ont été initialement développées en deux dimensions ou bien s'adaptant au cas bidimensionnel. Cependant, la réaction du sol compressible est rarement prise en compte. Les méthodes dites « globales », permettant également le dimensionnement du réseau d'inclusions, sont effectivement rares. Dans cette partie, nous présentons les méthodes utilisées en pratique, basées sur différents concepts ou théories qui sont :

- La théorie de Terzaghi (1943) ;
- Le frottement négatif de Combarieu ;
- Les méthodes numériques.

- Méthode de Terzaghi (1943)

Terzaghi utilise le phénomène de voûte dans le matelas pour décrire le comportement d'un sol soumis à un tassement différentiel à sa base. Il écrit la relation d'équilibre d'un élément de sol, distante entre les bords de deux inclusions, pour un problème bidimensionnel. La contrainte verticale à la base du matelas est déterminée en intégrant la relation d'équilibre de la tranche de sol élémentaire :

$$q_z = \frac{\gamma \cdot s'}{2 \cdot K_a \cdot \tan\varphi}\left(1 - e^{-2 \cdot K_a \cdot \tan\varphi \cdot \frac{H_a}{s'}}\right) \qquad \textbf{4)}$$

avec
S' : largeur du sol
dh : hauteur élémentaire
Ka : coefficient de poussée de Rankine, permettant de déterminer la contrainte horizontale

Et

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \qquad \textbf{5)}$$

- Méthode basée sur le frottement négatif, méthode de *Combarieu* (1988)

Combarieu propose une méthode de dimensionnement basée sur le frottement négatif. Il s'agit d'une analyse globale (tenant compte de la réaction du sol compressible) qui consiste à considérer un cisaillement centré sur l'inclusion.
Combarieu fait l'hypothèse que l'effet de voûte se développe dès que le sol compressible tasse plus que les inclusions et les colonnes de sol de matelas prolongeant les inclusions sont alors également soumises au frottement négatif. En appliquant le modèle de frottement négatif dans le matelas et dans le sol compressible, *Combarieu* propose alors une approche permettant le dimensionnement du renforcement par inclusions rigides. Le sol compressible soumis à une contrainte va surcharger les inclusions par frottement négatif, augmentant le transfert de charge sur les inclusions

En ne considérant que les mécanismes se développant dans le matelas, la contrainte résiduelle entre les inclusions est uniforme et est donnée par :
La méthode globale : considérant le frottement négatif et l'effet d'accrochage le long des inclusions et dans le matelas. *Simon* a adapté l'approche de *Combarieu* en utilisant également les lois de mobilisation du frottement le long des inclusions de Frank et Zhao (1982), et les développements ont été intégrés dans les logiciels de dimensionnement de fondations FOXTA .

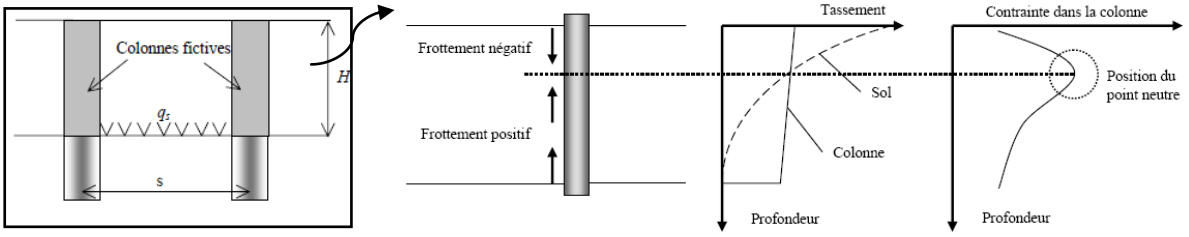


Figure 17 . Mécanisme de transfert de charge et approche des colonnes fictives par Combarieu

Combarieu définit que la géométrie du dispositif du renforcement par IR est régie principalement par
- L'épaisseur de la plateforme granulaire
- La distance entre axes des inclusions
- L'aire d'une maille élémentaire A
- L'aire de la tête d'inclusion A_{IR}
- L'aire entre les IR A_{sol}

- Méthodes numériques

Les logiciels de calculs aux éléments finis tel que PLAXIS ou aux différences finies comme FLAC permettent des approches 2D et 3D. En principe les études de dimensionnement se font à partir de modèles 2D représentant une tranche de sol ramené à une modélisation proche de la réalité. Cependant, bien que ces modélisations planes ou axisymétriques soient plus rapides à modéliser et calculer, il faut noter qu'ils comportent un certain nombre d'approximations qui les éloignent plus ou moins de la réalité.

Par exemple, les modèles plans représentent les réseaux d'Inclusions Rigides par des voiles équivalents. Les méthodes axisymétriques représentent des réseaux d'Inclusions Rigides par des voiles circulaires équivalents. Bien que cette technique soit plus adaptée dans les cas des Inclusions isolées, elle reste incertaine quant à la bonne analyse des reports de charge dans le matelas.

On peut également modéliser des sols homogénéisés qui consistent à remplacer le sol et les Inclusions par un matériau homogène équivalent. Une première approximation est basée sur le principe que les tassements du sol sont identiques à celui des inclusions. Dans ce cas, aucun tassement différentiel n'est pris en compte et l'homogénéisation du sol n'est pas représentative de la réalité. Il faut trouver la valeur du coefficient de répartition β des tassements qui permet de définir un Module homogénéisé correct.

$$E_{\text{hom}} = \frac{\frac{E_{inc} \times A_{inc}}{\beta} + E_{sol} \times A_{sol}}{A_{inc} + A_{sol}} \quad \textbf{6)}$$

2.1.2.1. Cas d'un radier

Le cas idéal pour un dimensionnement est celui d'une fondation de très grandes dimensions. Dans quel cas on fait abstraction des effets de bord. Pour cela il est nécessaire d'avoir des déformations relativement suffisantes en surface du sol médiocre afin de mobiliser l'effet de voute au sein du matelas.

On fait l'hypothèse que l'effort en tête d'inclusion est transmis par cisaillement le long d'une colonne fictive prolongeant l'inclusion dans le matelas intercalaire. Ce matelas est caractérisé par son épaisseur hr, son angle de frottement et son module d'Young E.

La contrainte résiduelle sur le sol médiocre à l'interface avec le matelas de répartition de charge est donnée par : $$q'(hr) = p \times e^{-mr \times hr} + \frac{\gamma r}{mr}\left(1 - e^{-mr \times hr}\right) \quad \textbf{7)}$$

2.1.2.2. Cas d'un remblai

Dans le principe, le dimensionnement peut s'effectuer comme pour un radier infiniment souple, en prenant l'hypothèse que le poids du radier est nul (p= 0). La contrainte résiduelle résultante sera ainsi simplifié par :

$$q'(hr) = \frac{\gamma r}{mr}\left(1 - e^{-mr \times hr}\right) \quad \textbf{8)}$$

2.1.2.3. Cas des semelles rigides de faibles dimensions

Le comportement pour des semelles de faibles dimensions n'est pas comparable à celui d'un radier de grandes dimensions. En effet dans cette configuration les inclusions sont moins nombreuses, et sont donc davantage soumises aux effets de bords. La théorie du frottement négatif de *Combarieu* est toujours valable mais la charge résiduelle est directement transmise au sol environnant qui va donc tasser plus que l'inclusion.

<u>CONCLUSION sur les IR avec matelas de répartition :</u>

→ Le matelas de répartition s'il est trop rigide va apporter une grande diminution des tassements mais les efforts appliqués à la base de la semelle n'y seront pas correctement diffusés.

A contrario, si ce matelas est trop lourd, les tassements du sol redeviennent plus importants, mais diffusent mieux les efforts en évitant leur concentration en tête d'inclusion rigide

Nous venons de définir les modèles théoriques généraux de résolution dans les cas élémentaires de Colonnes Ballastées et Inclusions. Ces modèles de base, sont étudiées depuis de nombreuses années et font encore l'objet d'améliorations des techniques de calculs numériques et analogiques (thèse de *Jenck(*2005), Projet de recherche national 2010…)
C'est donc à partir de ces modèles que s'inspire le dimensionnement en Semelle Mixte et en Colonnes à Modules Mixtes.

→ *Dans les deux parties suivantes nous définirons d'une manière plus précise la méthode globale de Combarieu et la théorie de Priebe.*

2.1.3. Semelles mixtes

Combarieu a défini en 1988 une méthode de dimensionnement s'inspirant directement des méthodes pressiomériques utilisées pour le dimensionnement des semelles et des pieux. Elle introduit l'hypothèse simplificatrice que les pieux ont un comportement identique : même charge en tête et même répartition des efforts le long du fût et en pointe. Cette méthode de *Combarieu* utilise le Fascicule 62 dont la loi de mobilisation proposée par Frank et Zhao pour décrire le comportement des pieux en pointe et au frottement latéral.

La géométrie du calcul est définie par :

- Les dimensions de la semelle (longueur L et largeur 2R)
- Les dimensions des pieux (longueur H, diamètre 2Rp)
- La profondeur d'encastrement de la semelle (h)

Expression de la charge limite :

$$\boxed{Q_{L,p,s} = Q_{L,s} + \eta\mu Q_{SL,p} + \eta Q_{pL,p}} \quad \textbf{9)}$$

- $Q_{L,s}$ est la charge limite de la semelle S. La surface intéressée étant celle de la semelle, diminuée de celle relative aux n pieux

$$\boxed{Q_{L,s} = (S_s - nS_p)ks(ple^*)} \quad \textbf{10)}$$

Ks est le facteur de portance ;
Ple* est la pression limite nette équivalente dépendant de la répartition des pressions limites sous la semelle.

- $Q_{pL,P}$ est la charge limite en pointe du pieu

$$\boxed{Q_{pL,p} = S_p \times k_p \times ple^*} \quad \textbf{11)}$$

Ks est le facteur de portance en pointe du pieu,
Ple* est la pression limite nette équivalente dépendant de la répartition des pressions limites sous la pointe du pieu.

- $Q_{SL,P}$ est la charge limite en frottement latéral du pieu isolé de longueur H.
- Cette charge est réduite si besoin est pour tenir compte d'un éventuel effet de groupe des pieux. On choisira alors des taux unitaires de frottement latéral limite ζ réduit vis-à-vis de ceux pris pour le pieu isolé.

μ est un coefficient réducteur tel que $0 < \mu < 1$, lié à l'interaction semelle-pieux.

→ Il n'y a, en effet, aucune mobilisation du frottement du sol – fût immédiatement sous la semelle. Les enfoncements de semelles et des pieux sont, à ce niveau, identiques et le déplacement relatif sol-pieu est nul. μ est déterminé en admettant qu'il n'y a aucun frottement du fût du pieu, sous la semelle, égale à Rs.

- Capacité portante du sol sans IR

$$q_{L,s} = \frac{1}{3} kp \times ple^* + \gamma \times hs \quad \textbf{12)}$$

- Capacité portante géotechnique d'une IR

Charge de fluage est calculée par le DTU 13.2 ou par le Fascicule 62 titre V . Attention toutefois dans ce dernier cas à s'assurer que De ≥ Φ

$$Qc = 0.7Q_{pL,u} + 0.7Q_{SL,u}$$ Mise en œuvre avec refoulement **13)**

$$Qc = 0.5Q_{pL,u} + 0.5Q_{SL,u}$$ Mise en œuvre sans refoulement **14)**

$$Q_{pL,u} = kp \times ple^* \frac{\Pi D^2}{4} \quad \textbf{15)}$$

$$Q_{SL,u} = \Pi D \Sigma (qe \times e) \quad \textbf{16)}$$

- Méthode de pré-dimensionnement en portance

$$Q_{L,p,s} = \frac{1}{1.4}(\eta Qc + q_{L,s}(B \times L - \eta Air)) \geq N_{G+Q} \quad \textbf{17)}$$

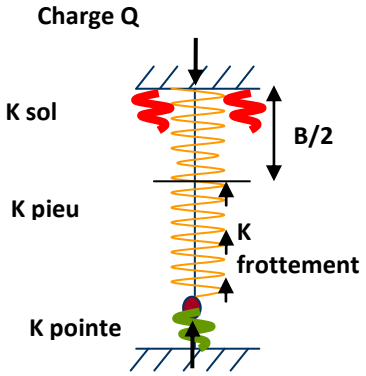
- Méthode de dimensionnement des tassements

La détermination des tassements finaux, prenant en compte l'effet de la semelle, nécessite une démarche tout autre que l'utilisation directe des résultats des méthodes de calcul traditionnelles.

Dans la théorie pressiométrique, le tassement de la semelle est déterminé par l'expression classique :

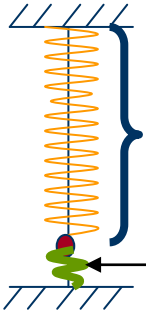
$$ws = w_{sc} + w_{sd} \quad \textbf{18)}$$

Tenant compte des termes déviatorique et sphérique.
Le tassement de l'ensemble sera correctement défini en utilisant le principe des « Raideurs Equivalentes », basé sur la théorie de *Franck et Zhao*. Par simplification on néglige l'effet de la raideur dû au frottement, bien entendu tout en restant du coté de la sécurité.



Raideur du sol Ks	$ks = \frac{qELS}{ws}$ **19)**
Raideur de l'IR KIR	$K_{IR}^{-1} = K_q^{-1} + K_{Int}^{-1}$ **20)**
Raideur équivalente	$k_E = \frac{1}{B.L}\left(k_S\left(BL - n\frac{\pi.D^2}{4}\right) + n \times K_{IR}\right)$ **21)**
Tassement Final (m)	$\boxed{w_{SF} = \frac{q}{K_E}}$ **22)**

Raideur du pieu :

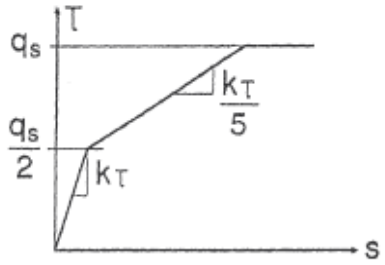


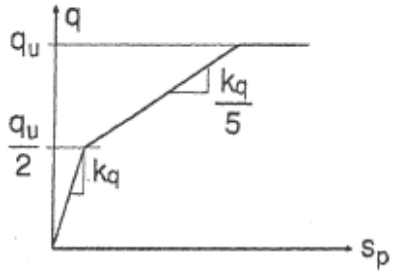
$$K_{int} = \frac{E.A_{ir}}{l} \quad \textbf{23)}$$

Raideur de la Pointe/sol :

$$K_q = k_q \times A_{ir} = \frac{K.Em}{B} \times A_{ir} \quad \textbf{24)}$$

Franck et Zhao définissent deux coefficients valables pour des charges inférieures ou égales à 0.7Qc





Pour les sols fins : $k_t = \frac{2.0 \times Em}{B}$ **26)**

$k_q = \frac{11.0 \times Em}{B}$ **25)**

Pour les sols granulaires : $k_t = \frac{0.8 \times Em}{B}$ **28)**

$k_t = \frac{4.8 \times Em}{B}$ **27)**

Figure 18. Courbe donnant les coefficients de Franck et Zhao

CONCLUSION sur les semelles mixtes :

Ce système de fondation, constitué d'une semelle directement posée sur radier, montre rapidement sa limite d'utilisation quand le sol sous la semelle est de mauvaise qualité. De plus, un phénomène de point dur peu apparait en tête d'inclusion, c'est pourquoi il est préférable d'intégrer un matelas entre la semelle et l'IR.

2.2. Dimensionnement des CMM

2.2.1. Principe général

Comme indiqué précédemment, la composition d'une CMM repose en deux phases: Inclusion Rigide en partie inférieure et Colonne Ballastée en partie supérieure. Ainsi, les mécanismes, qui vont intervenir dans la transmission des charges vers la partie inférieure de la CMM, doivent prendre en compte cette différence de comportement. On doit observer :

- La distribution de la contrainte appliquée entre sol et CMM ;
- La distribution des contraintes dans la couche de sol renforcée par les colonnes, qui jouent un rôle de matelas de répartition de la charge entre le sol et les têtes d'inclusions ;
- Le report progressif des efforts sur les Inclusions par frottement négatif défini par le déplacement relatif sol/ inclusion.

2.2.2. Méthodes existantes

A l'heure actuelle trois méthodes de dimensionnement sont utilisées par KELLER FONDATIONS SPECIALES.

- La première méthode (simplifiée) consiste à utiliser les techniques reconnues, l'une portant sur les Inclusions Rigides et l'autre sur les Colonnes Ballastées.

    - La **méthode de *Combarieu*** abordée de façon globale, c'est-à-dire prenant en compte aussi bien les mécanismes qui se développent au-dessus des têtes d'inclusions (au sein même du remblai ou dans le matelas de répartition sous un radier) que le dimensionnement des inclusions et l'action du sol compressible sur les inclusions (cf : 2.1.2 Inclusions rigides avec matelas de répartition) ;
    - L'application de cette méthode pour les CMM est possible en considérant un matelas de répartition correspondant à l'épaisseur de la couche traitée pas les colonnes. L'homogénéisation des caractéristiques mécaniques présente l'avantage de simplifier le milieu « composite + sol » afin d'obtenir un modèle simple où le milieu traité est réduit à un milieu homogène équivalent tout en restant du coté de la sécurité.
- La **méthode de Priebe** est jusqu'à aujourd'hui la méthode la plus élaborée pour le dimensionnement des colonnes ballastées.

- Calculs par les éléments finis

    - Cette méthode permet de modéliser les différents comportements de la partie supérieure à la partie inférieure. Les calculs s'effectuent généralement en 2D, mais dans certain cas on peut être amené à modéliser des éléments en 3D ;
    - Dans ce cas, les lois de comportement sont de type élastique pour les parties supérieures et inférieures. L'interface sol/colonne est supposée sans glissement alors que l'interface sol/inclusion tient compte habituellement de la possibilité de glissement relatif. Cette technique plus précise permet pour chaque cas de chargement étudié, de déterminer les déplacements, les déformations et les contraintes en tout point du modèle ;
    - Dans le cas des CMM supportant une semelle, la modélisation par des modules 3D est incontournable.

2.2.3. Généralités sur le dimensionnement des CMM

Le dimensionnement des CMM doit permettre de définir et vérifier le tassement final du sol après traitement ainsi que la répartition des contraintes entre sol et CMM.
Ici nous allons développer le principe de dimensionnement classique utilisé par KELLER FONDATIONS SPECIALES.

- Capacité portante maximale sous la semelle :

Vérification de la charge admissible

$$q < n_{CB} \times q_{CB} + (S_{sol} - n_{CB} \times S_{CB}) q_{sol} \quad \textbf{29)}$$

- Capacité portante du sol non renforcé (d'après DTU 13.12 ou fascicule 62) :

$$q_{sol}, ELS = \frac{kp \times ple^*}{3} + qo \quad \textbf{30)}$$

- Capacité portante de la CMM (d'après DTU 13.2 ou fascicule 62) :

  - Vérification de la charge admissible en partie inférieure ;
  - Effort en pointe ;
  - Frottement latéral.

(Cf : 2.1.3 Semelles mixtes)

- Contrainte admissible en partie supérieure :

La contrainte de rupture d'une Colonne est définie par le DTU 13.2

$$qr = \sigma h \times \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \textbf{31)}$$

Pour une colonne, l'angle de frottement interne se situe entre 38 et 40°
La contrainte horizontale, σh, est assimilée à la valeur de la pression limite Pl obtenue par les essais pressiométriques.

- Charges admissibles dans la CMM :

Semelle i	Nombre de Colonnes	Semelle ou plot	Ssol	S_{CMM}	q_{sol} ELS	q_{CMM} ELS	Contrainte admissibles
		$S = S_{sol} + S_{CMM}$					$(n_{CMM}.S_{CMM}.q_{CMM} + (S_{sol} - n_{CMM} S_{CMM}) q_{sol}) / S_{sem}$ **32)**
		m²	m²	m²	kpa	kpa	kpa

- Vérification des tassements

Les tassements sont calculés suivant la méthode de Priebe, qui fait appel à la théorie de l'élasticité. Le terrain autour de la colonne est caractérisé par son module d'élasticité E_{sol} et le coefficient de Poisson ν_{sol} . La procédure de calcul des tassements avec la méthode de Priebe prévoie les étapes suivantes :

1. Détermination des tassements sans amélioration : $S_0 = \sigma_0 \times \frac{\Sigma Di}{\Sigma Esi}$ **33)**
2. Calcul du taux de substitution sol/colonne : $\frac{S_{sol}}{S_{col}}$ **34)**

La détermination des facteurs correctifs, n1 premier et n2 final, à partir de l'angle de frottement du matériau de la CB et de son module d'élasticité ;

3. Les calculs des tassements en fonction du facteur d'amélioration :

$$s = \frac{\sigma_0 \times Lc}{n_2 \times Es} \qquad \textbf{35)}$$

4. Enfin les contraintes sur les colonnes seront définies selon Priebe sous le logiciel GRETA à partir de la formule suivante :

$$St \times \sigma_0 = S_{sol} \times \sigma_{sol} + S_{col} \times \sigma_{col} \qquad \textbf{36)}$$

3. Modélisation numérique : outils et étude bibliographique

L'objectif du PFE réside en l'élaboration d'une méthode de dimensionnement des CMM soumises aux efforts horizontaux et transversaux. Cette méthode doit à la fois concilier rapidité, qu'on obtient avec la méthode de *Combarieu* et *Priebe*, ainsi que précision et réalisme du comportement obtenu avec une modélisation numérique 3D.
La réponse à cette conception réside en l'utilisation de méthodes numériques analogiques. Jusqu'à présent aucun module cherchant à concilier ces objectifs n'a pu être réalisé.

Dans cette partie nous entendons présenter et comparer les outils numériques utilisés par la société KELLER en Inclusions Rigides. De cette manière nous pourrons avoir un recul sur les modèles qui seront décrits dans le prochain chapitre et nous seront en apprécier leurs limites.

3.1. Principes généraux

Le renforcement des sols compressibles par Colonnes à Modules Mixte est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interactions sol-structure à différents niveau d'échelle. Les éléments en interaction sont nombreux car ils regroupent l'interaction du sol avec les Inclusions Rigides et les Colonnes Ballastées. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'outils numériques adaptés pour prendre en compte le comportement global de l'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité des codes de calcul utilisés. De plus, les matériaux présentent la plupart du temps un comportement non linéaire et de déformations irréversibles.
Le code de calculs PLAXIS, aux éléments finis, a été utilisé pour des simulations bidimensionnelles et comparé à des modèles tridimensionnelles.
La modélisation avec des modèles analogiques utilise les systèmes non linéaires, résolus par une méthode itérative après discrétisation du modèle global.

3.2. Présentation des outils de simulation bidimensionnels

3.2.1. Module travaillant principalement par fondement analytiques

3.2.1.1. TASPIE + et TASPLAC

TASPIE + et TASPLAQ sont des logiciels de type analytique développés par le bureau d'étude TERRASOL pour le calcul des Pieux, Inclusions Rigides, et Fondations Mixtes.
Ces modules permettent de simuler le comportement de fondations profondes isolées sous un chargement uniquement axial. On y intégre ou non le volume de sol qui lui est associé, lorsque cet élément appartient à un groupe ou un réseau. Cet élément de fondation profonde est dénommé pieu par simplification. Le système non linéaire constitué par 6 équations, se basant sur les méthodes de dimensionnement du Fascicule 62 (pieu par la méthode pressiométrique) et les hypothèses de *Combarieu*, est résolu par une méthode itérative, après discrétisation du modèle global. Le domaine pieu et le domaine sol sont découpés par des plans horizontaux, équidistants dans chacune des couches.

3.2.1.1.1. Description du code de calcul

Le calcul est basé sur la notion des fonctions de transferts est permet d'établir mathématiquement des relations entre les données d'un système linéaire invariant.
On retrouve ainsi ces fonctions pour les lois établissant la relation entre le frottement latéral et le tassement du pieu d'une part, la contrainte de pointe et le tassement d'autre part. La notion de fonction de transfert a été présentée à l'origine par *Coyle* et *Reese* (ASCE 1966). Elle se trouve généralisée dans TASPIE + en considérant à la fois :

- Le tassement relatif pieu-sol. Elargissant son champs d'application grâce au tassement absolu du pieu autant pour le frottement que pour la pointe ;
- Une application supplémentaire peut être étendue aux prismes de sol placés au dessus de la tête du pieu.

Deux modèles de calculs :

- Le premier modèle se limite à l'élément de la fondation profonde : « Pieu Isolé »

L'interaction avec le sol encaissant est supposée entièrement décrite par les lois de transferts choisies. Il est possible de prendre en compte un tassement du sol autour du pieu sous la forme d'un profil imposé de tassements qui demeure indépendant du résultat du calcul.
Ce modèle est utilisé pour établir la courbe de chargement d'un pieu isolé dans un massif dont les tassements sont négligés. On notera aussi que la courbe de chargement d'un pieu isolé, lorsque le profil de tassement du sol dans l'axe du pieu est connu, est dépendant du chargement appliqué au pieu.

- Le deuxième modèle englobe l'élément de fondation profonde et la maille élémentaire de sol associé : « Pieu + maille de sol associée »

L'interaction entre le sol et le pieu est prise en compte. Ceci signifie à la fois que le comportement du pieu est affecté par le tassement du sol encaissant et que le tassement du sol dépend également de la distribution des efforts dans le pieu.
Notons que ce modèle est utilisé pour le comportement d'un pieu au sein d'un groupe aux mêmes caractéristiques que ce dernier.

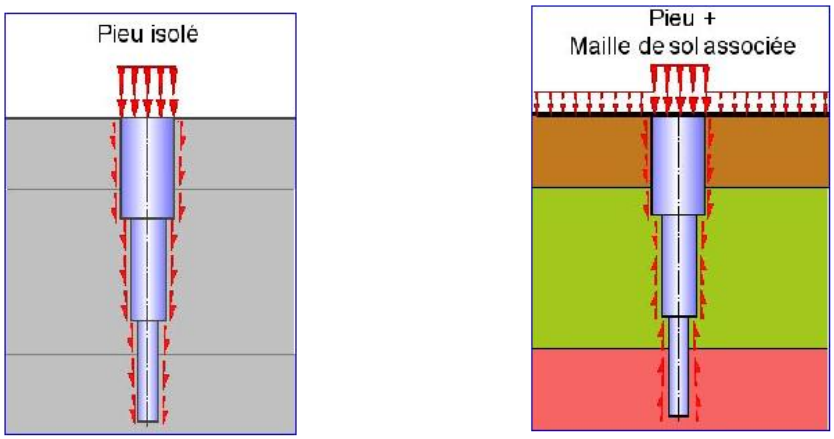

Pieu isolé
Pieu +
Maille de sol associée
Calcul d'un pieu isolé, avec ou sans tassement imposé du sol entré par l'utilisateur
Calcul d'un pieu + maille du sol associée : inclusion rigide, pieu dans un groupe

Figure 19. Schémas des modèles de calcul TASPIE +

Dans le cas d'une étude de la maille élémentaire deux situations sont à envisager :

- Soit un calcul sous un radier ou un dallage, en association avec une couche intermédiaire servant de matelas de répartition :
- → Les conditions de chargement en tête peuvent souvent être assimilées en première approximation à une condition de tassement imposé. La déformation interne du radier ou du dallage étant négligeable devant le tassement absolu. Le tassement en sous face du dallage peut être considéré comme uniforme sur la largeur de la maille ;
- Soit un calcul sous un remblai : remblais sur pieu. Les conditions de chargement en tête sont généralement celles d'une contrainte imposée uniforme en tête de maille.

3.2.1.1.2. Méthode générale de résolution

Pour le calcul, l'utilisateur devra rentrer un certain nombre de caractéristiques qualifiant le modèle à réaliser. Pour cela il devra prendre soin :

- De définir la géométrie et le choix du mode de calcul correspondant (Isolé ou Maille) ;
- Connaitre et préciser les caractéristique Es et E pressiométriques des sols ;
- Indiquer les modules d'Young des matériaux ;
- Définir, à l'aide du fascicule 62 ou du DTU 13.2 lorsqu'il s'agit de bâtiment, les valeurs de frottements limites et de pointe sol/pieu.

Le système non linéaire, constitué par les six équations ci-dessous, est résolu à l'aide d'une méthode itérative. Celle-ci est utilisée compte tenu des conditions limites en tête et à la base de chaque modèle après discrétisation du modèle global. Le domaine pieu et le domaine sol sont découpés par des plans horizontaux, équidistants dans chacune des couches. Le nombre n de subdivisions adopté par couche est choisi par l'utilisateur.
Il est supposé que le cisaillement ζ est constant entre deux plans successifs et que la sixième relation s'applique aux tassements à mi-distance des deux plans.

$$dQp(z) = (\tau p + \gamma_p s_p)dz \qquad \textbf{37)}$$

$$dQp(z) = (-\tau p + \gamma_s s_s)dz \qquad \textbf{38)}$$

Résolution :

$$dQp(z) + dQs(z) = (\gamma_p s_p + \gamma_s s_s)dz \qquad \textbf{39)}$$

$$dy_p(Z) = \frac{Q_p(z)}{S_p E_p}dz \qquad \textbf{40)}$$

$$dy_s(Z) = \frac{Q_s(z)}{S_s E_s}dz \qquad \textbf{41)}$$

$$\tau = f(y_p - y_s) \qquad \textbf{42)}$$

3.2.1.1.3. Contrôle de validité des modèles

- Validité de conditions aux limites

  - Pour le pieu isolé, ces données sont constituées par la charge appliquée en tête du pieu, la courbe de contrainte de mobilisation sous la pointe du pieu et le profil de tassement éventuellement imposé wimp(z).
  - Pour un pieu dans un maillage, ces conditions différeront en fonction du modèle de calcul traité en dallage ou en remblai. On différenciera pour le dallage l'égalité tassement sol/pieu égal, imposé par la relation yp(0)=ys(0). A contrario, en remblai on peut répartir la charge totale supportée par la tête de pieu et le sol. Ce calcul se conduit de manière itérative en actualisant, à chaque étape, le profil du tassement moyen du sol.

- Validité du choix des valeurs de frottement limite

  - Dans les applications traitant de renforcement sous un remblai ou matelas de répartition, l'élément pieu est supposé prolongé par un cylindre de section identique à la tête de pieu auquel ont été affectées les propriétés de remblai ou de la couche de répartition (module d'Young E, poids volumique). Par conséquent, il doit être vérifié que la valeur limite qs adoptée pour cette couche demeure compatible avec l'état des contraintes autour du pieu. Il est recommandé de comparer les valeurs de qs du frottement limite et ζ du frottement mobilisé sur les éléments du pieu fictif à la valeur de la contrainte verticale moyenne entre les inclusions.

  - Il est suggéré d'adopter le long du pieu la valeur limite qs(z) = σs(z). Cette hypothèse est en effet équivalente au choix de la valeur préconisé Ktanδ = 1 pour répondre à la théorie du frottement négatif de *Combarieu* dans le cas des remblais surmontant des pieux ou des Inclusions.

- Validité du choix des valeurs du module de déformation Es

  - Le module Es, défini pour chaque couche de sol, est le module qui exprime la relation entre la contrainte verticale agissant dans le sol et le tassement de cette couche :

$$Es = \frac{\Delta \sigma s}{\Delta ys} \qquad \textbf{43)}$$

  - Dans les couches compressibles et, compte tenu des conditions imposés sur les faces extérieures du volume étudié, le module Es peut être assimilé au module oedométrique Eoed.

$$Es = 1 \times E_{oed} \qquad \textbf{44)}$$

  - Dans une couche sur-consolidée, la valeur du module sécant Es peut être validée par un tassement de type oedométrique ;
  - Sur la hauteur du matelas de répartition ou du remblai surmontant le pieu, les conditions de déformation ne peuvent plus être assimilées aux conditions oedométriques : en particulier à proximité de la tête des inclusions.

- Mais comme il s'agit de couche généralement moins compressibles que les sols sous-jacents, la distribution entre module d'Young et le module oedométrique peut néanmoins le plus souvent être ignorée au regard des valeurs respectives de tassement attendues sur la hauteur du matelas et celle du sol compressible.

3.2.1.2. FOXTA

3.2.1.2.1. Description du code de calcul

FOXTA avec le module **PIECOEF** a pour objet de calculer, sous le même modèle que TASPIE +, un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête (Moment et tranchant) . On en déduit :

- Les coefficients de raideur en tête du pieu reliant les efforts (effort tranchant T et moment fléchissant M) et les déplacements (déplacement horizontal y et la rotation w);
- Les efforts (moment fléchissant et effort tranchant) et les déplacements (déplacement horizontal et rotation) en tout point du pieu.
-

3.2.1.2.2. Méthode générale de résolution

Le pieu est modélisé comme un élément poutre. La réaction latérale du sol sur le pieu, dans le domaine élastique, peut être modélisée par une infinité d'appuis élastiques, de raideur K =kϕ (avec k, le coefficient de réaction du sol et ϕ, le diamètre). Ainsi, un déplacement transversal "y" du pieu fait apparaitre une densité de force de rappel p = - k y
On suppose qu'une pression latérale supplémentaire s'exerce sur le pieu ainsi :

$$p(y,z) = p_0(z) - Ky \qquad \textbf{45)}$$

L'équation d'équilibre du pieu, considéré à inertie constante dans la couche de sol s'écrit alors

$$\frac{d^4y}{dz^4} - \frac{p(y,z)}{EI} = 0 \quad \text{et} \qquad \frac{d^4y}{dz^4} + \frac{K}{EI}\cdot y = \frac{p_0(z)}{EI} \qquad \textbf{47)} \qquad \textbf{46)}$$

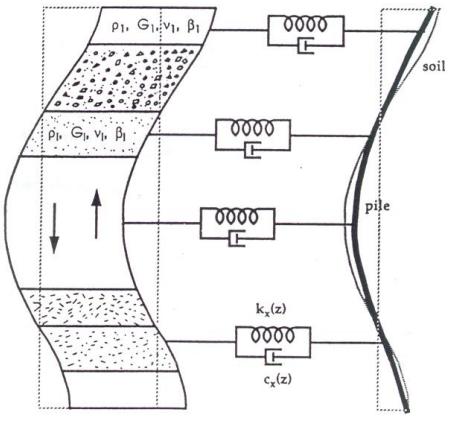
La résolution de cette équation permet d'obtenir le déplacement y(z)

Enfin, les expressions de la rotation W(z),M(z) et de l'effort tranchant T(z) sont alors connues grâce à la relation suivante:

$$\omega(z) = -\frac{dy}{dz} \;;\; M(z) = EI\frac{d^2y}{dz^2} \;;\; T(z) = EI\frac{d^3y}{dz^3} \qquad \textbf{48)}$$

Approche de Winkler

Avec la méthode de Winkler (B.D.W.F : Beam on Dynamic Winkler Foundation), le sol est remplacé par une série des ressorts et des amortisseurs qui sont repartis d'une façon continue le long du pieu.
On considère le cas général d'un pieu en contact avec n couches de coefficient de réaction k. Ces raideurs de couche sol aux altitudes z permettrons de définir la rigidité du modèle sous l'action d'efforts Horizontaux et Moments. Les efforts et les déplacements nous sont donnés en tout point du pieu



.

20. Schéma du modèle de calcul pour un sol de multicouche n. Sources manuel PIECOEF

sol

En prenant l'équilibre dynamique d'un élément du pieu soumis à une sollicitation dynamique, on obtient l'équation suivante :

$$E_p I_p \frac{\partial^4 U_p}{\partial z^4} + m_p \frac{\partial^2 U_p}{\partial t^2} = S_x (U_f - U_p) \qquad \textbf{49)}$$

- $E_p I_p$ désigne la rigidité à la flexion du pieu.
- m_p : masse du pieu par unité de longueur
- U_f : déplacement du sol en champ libre.
- U_p : déplacement du pieu.

Le coefficient de réaction k du sol, peut être introduit dans le module **PIECOEF** ou directement calculé par le programme grâce aux données pressiométriques EM d'après les formules suivantes

$$\text{si } B \geq 0.6m \qquad k = E_M \cdot \frac{18}{4\left(2.65\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} \cdot B_0 + 3\alpha \cdot B} \qquad \textbf{50)}$$

$$\text{si } B \leq 0.6m \qquad k = \frac{E_M}{B} \cdot \frac{18}{4(2.65)^{\alpha} + 3\alpha} \qquad \textbf{51)}$$

3.2.1.2.3. Contrôle de validité des modèles

PIECOEF permet de traiter les pieux isolés dont la pointe peut être fixe, encastrée ou articulée. En tête il est possible d'appliquer:

- Un moment combiné avec un effort tranchant;
- Un Effort tranchant et une rotation;
- Un Moment et un déplacement ;
- Un déplacement et une rotation.

3.2.1.3. GRETA

Le programme **GRETA** conduit ses calculs d'amélioration de sol en présence uniquement d'un système de renforcement en Colonnes Ballastées. Modèle de calcul

3.2.1.3.1. Méthode générale de résolution

Le système relativement complexe de Colonnes ballastées ne peut être exactement calculé pour des charges illimitées et pour des colonnes illimitées.
Le programme **GRETA** se fonde sur les conditions idéalisées suivantes:

- La colonne est placée sur une couche de sol rigide;
- Le matériel supplémentaire est incompressible;
- Le poids de la colonne et du sol est négligeable.

Par conséquent, la colonne de gravier ne peut pas pénétrer dans le sol sous-jacent.
L'amélioration des sols par des colonnes est basée sur l'hypothèse que les colonnes ont déformations de cisaillement dès le début, tandis que le sol environnant se comporte élastiquement.
En général K dans les colonnes et graviers est égal à 1.

3.2.2. Module travaillant principalement par fondement numériques

3.2.2.1. PLAXIS 2D

PLAXIS, logiciel de calcul aux éléments finis, est développé depuis 1987 par Université technique de Delft (Hollande). Les propriétés et paramètres associés aux éléments sol sont saisis sous la forme de jeux de données. PLAXIS 2D propose différents modèles, mais deux sont proéminents dans nos études : le modèle de Mohr-Coulomb utilisé comme première approximation du comportement d'un sol. Le modèle élastique linéaire est représenté par la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire isotrope. Pour réaliser un modèle aux éléments finis il est nécessaire de :

- Préciser la géométrie des éléments à modéliser (bornée en générale);
- Réaliser un maillage (plus les éléments sont petits plus le modèle est précis);
- Fixer les conditions aux limites des bords du modèle (conditions de déplacement et de contraintes imposées;
- Fixer les lois de comportement des matériaux ;
- Appliquer le chargement (ponctuel ou uniforme).

3.2.2.1.1. Maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assimilées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis.
Le maillage assurera la distribution des efforts dans la structure et permettra de réduire les erreurs de calculs

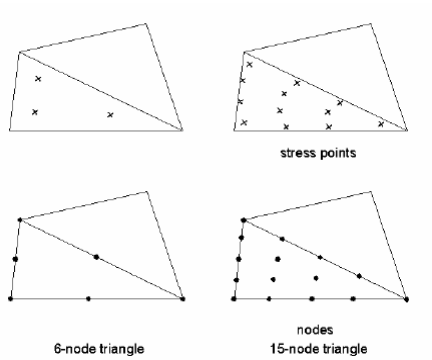


Figure 21. Maillage représentant les nœuds et les points de contraintes. Sources Manuel PLAXIS

Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 noeuds ou des éléments triangulaires à 6 noeuds. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

3.2.2.1.2. Eléments d'interfaces

Dans le cas d'éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 6 nœuds, les éléments d'interface sont définis par trois paires de nœuds.
Chaque interface à une « épaisseur virtuelle » qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour définir les propriétés du matériau de l'interface.

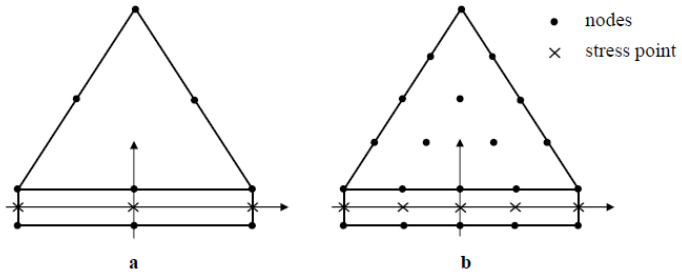


Figure 22. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface en connexion avec l'élément sol. Sources Manuel PLAXIS

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol. Les interfaces présentes à l'intérieur ou autour de cette couche se voient attribuer le même jeu de données que celle du sol.

Dans des problèmes pratiques, il peut apparaître une zone soumise à des contraintes de Résistance d'interface. Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.
Pour les interfaces dont le comportement reste élastique :

$$\boxed{\tau = \sigma n \times \tan \varphi i + ci} \qquad \textbf{52)}$$

où φi et ci sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol.
Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces.

3.2.2.1.3. Modèle de comportement pour les sols

Modèle de Mohr-Coulomb : il est utilisé comme première approximation du comportement d'un sol. Il comporte 5 paramètres : module d'Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Les conditions initiales du sol jouent un rôle très important.

3.2.2.1.4. Elasticité

Modèle élastique linéaire : ce modèle présente la loi de Hooke pour une élasticité linéaire et isotrope. Le modèle de comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young Ey et le coefficient de poisson v. Il est limité pour simuler le comportement d'un sol mais plutôt utilisé pour modéliser des structures rigides massives placées sur ou dans le sol.

3.2.2.1.5. Description du code de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts :

- Un calcul plastique
- Un calcul de consolidation
- Un calcul de coefficient de sécurité.

Le calcul plastique doit être choisit pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps.

Une analyse de la consolidation doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. **PLAXIS** permet de vraies analyses de consolidation en élasto-plastiques.

Un calcul de coefficient de sécurité peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol.

Conclusion du chapitre

Au cours de ce chapitre concernant l'état de l'art du renforcement des sols, nous avons pu observer que beaucoup de connaissances ont été accumulées ces dernières années sur les caractéristiques et les méthodes de dimensionnements des modèles énoncés.
Dans cette réflexion sur l'évolution des techniques, deux phénomènes ont toujours été en lice.
D'une part, on cherche continuellement à améliorer la précision des résultats et valider les comportements des sols soumis à des efforts horizontaux. Mais cette réflexion sur les modélisations qu'elles impliquent, prennent du temps et concernent un domaine qui se rapproche de la recherche.
D'un autre coté, dans l'ingénierie, l'heure reste à l'optimisation et au gain de temps, sans toutefois perdre en précision. Dans cette optique, il est nécessaire de combiner modèles numériques et hypothèses simplificatrices par modélisation de comportement de substitution.

Ce que KELLER FONDATIONS SPECIALES a souhaité au travers de ce PFE, c'est de mettre en application une théorie de ce programme de recherche, pour en définitif, l'appliquer au Inclusions Rigides et aux CMM.

Chapitre 2 Modélisation numériques : Etudes et Résultats

1. Déroulement du PFE

Durant de ces derniers mois, trois modèles d'études ont été comparés. Un modèle en Semelle Mixte, un deuxième en Inclusion Rigide et enfin en CMM.
Pour ces trois modèles, nous nous sommes contentés de travailler dans le cas des semelles isolées de dimensions carrées (2 par 2 mètres). De plus, nous avons cherché à définir les efforts agissants dans les différentes parties du renforcement à l'aide de modèles purement analogiques.
Sur ces programmes, les résultats en chargement vertical sont facilement déterminables, par contre l'étude doit se porter sur la définition des répartitions des efforts dans les Inclusions sous effets Horizontaux et Moments. Mettre en application ces deux points fait partie des principales grandes difficultés de ces modèles.

Les premières démarches d'étude du PFE ont visé à me faire découvrir les logiciels de calculs (numériques et analogiques) en menant des études comparatives sur les modèles de calculs.

Dans un deuxième temps, une étude en Inclusions Rigides avec matelas de répartition de charge a été mise en pratique. Cette approche basée sur un nouveau modèle de dimensionnement appelée « Modèle du Monolithe Equivalent », a été suggérée dans le programme de recherche en sismique, AFPS. Les nombreuses étapes de définitions, ont fait appel à beaucoup de remises en questions concernant les méthodes de modélisation. De plus, le développement de cette technique implique la réalisation d'une étude paramétrique afin d'apporter une validation du modèle.

Pour finir, l'objectif final du PFE revient à utiliser la méthode développée en Inclusions Rigides, par le « Modèle du Monolithe Equivalent », sur des modèles en Colonnes à Modules Mixtes.

1.1. Mise en place du principe du Monolithe Equivalent

1.1.1. Les théories actuelles concernant la théorie homogénéisation des sols

La détermination des tassements d'un ouvrage renforcé par Inclusions Rigides peut être faite localement pas l'utilisation de modèles axisymétriques. Cependant on fait alors l'hypothèse implicite, dans des conditions de symétrie imposées, de la répétitivité de la situation aussi bien au niveau du renforcement (maillage régulier et infini) que des charges appliquées.

Pour conserver des méthodes de calculs simples et éviter des modélisations lourdes en 3D on est alors amené à utiliser des méthodes d'homogénéisations. Celles-ci vont nous permettre, par l'intermédiaire de la détermination de caractéristiques équivalentes des sols renforcés, de conserver des modèles de calculs 2D tout en autorisant l'évaluation des efforts et déplacements latéraux.
Aux vues des répartitions de contraintes et de tassements autour des Inclusions, en présence de matelas de répartition, il parait claire que si l'on veut aboutir à une estimation réaliste des tassements, la plastification du matelas de répartition de la couche d'ancrage par poinçonnement des inclusions doit être prise en compte dans l'évaluation du module d'Young équivalent.

Le module oedométrique équivalent du sol renforcé se calcule à partir des déplacements verticaux mesurés en tête et en pied d'inclusion. De la manière suivante :

$$Eoed = \frac{\sigma \times h}{\Delta h} \qquad \textbf{53)}$$

En résumé pour la modélisation des Inclusions dans les calculs de répartition des tassements, la démarche est la suivante :

- Détermination du tassement local en fonction de la hauteur des remblais et de leur maillage à l'aide de modèle axisymétriques ;
- Détermination des caractéristiques équivalentes du sol renforcé homogénéisé par :
    - Le calcul du module d'Young longitudinal grâce au tassement oedométrique en prenant compte des effets de poinçonnement ;
    - Calcul des paramètres de Mohr-coulomb équivalents ;
    - Modélisation du sol renforcé dans le modèle de calcul PLAXIS 2D comme un matériau homogène et propriétés équivalentes.

Notre double objectif est dans un premier temps, de travailler à l'aide de modèles analogiques uniquement, mais aussi, de trouver le moyen d'obtenir les tassements corrects du sol et des inclusions dans le cas de semelle.

1.1.2. Théorie du Monolithe équivalent

Dans le cadre du projet de Recherche National (qui sera décrit dans une partie postérieure) la méthode du Monolithe Equivalent a été proposée.

Le principe de cette méthode consiste à assimiler le volume de sol renforcé, situé à l'aplomb de la semelle, à un Monolithe Homogène Equivalent. L'étude se fait dans un premier temps pour déterminer le comportement sous chargement vertical (V) et transversal (efforts statiques M, T). La finalité de cette méthode est de pouvoir justifier des efforts contenus dans une Inclusion Rigide lors d'effets inertiels.

L'approche en statique comprend 5 étapes successives, qui sont conduites avec des modules usuels servant au dimensionnement des fondations profondes :

- étapes 1 à 3 : Etude d'un pieu de renforcement au centre d'une maille élémentaire sous sollicitations verticales à l'aide des fonctions de transfert caractérisant la mobilisation du frottement ;

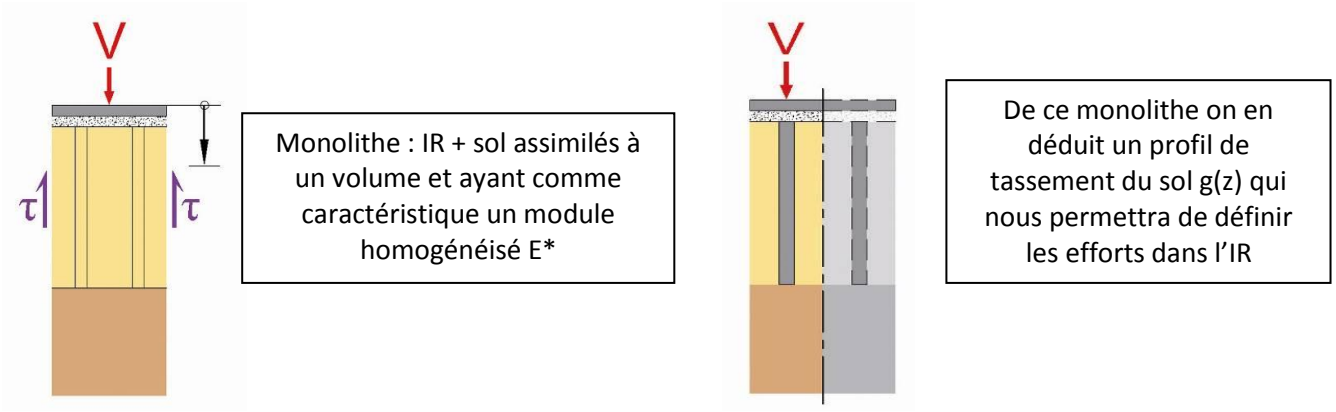

V
τ
τ
Monolithe : IR + sol assimilés à un volume et ayant comme caractéristique un module homogénéisé E*
V
De ce monolithe on en déduit un profil de tassement du sol g(z) qui nous permettra de définir les efforts dans l'IR

Figure 23. Schématique de l'étape 2 et 3

- étapes 4 et 5 : Etude d'un pieu isolé sous chargement transversal. Ce modèle est représenté par des efforts ponctuels T, M appliqués en tête où l'on impose un déplacement du sol encaissant g(z) sur appuis élastiques p = p(y).

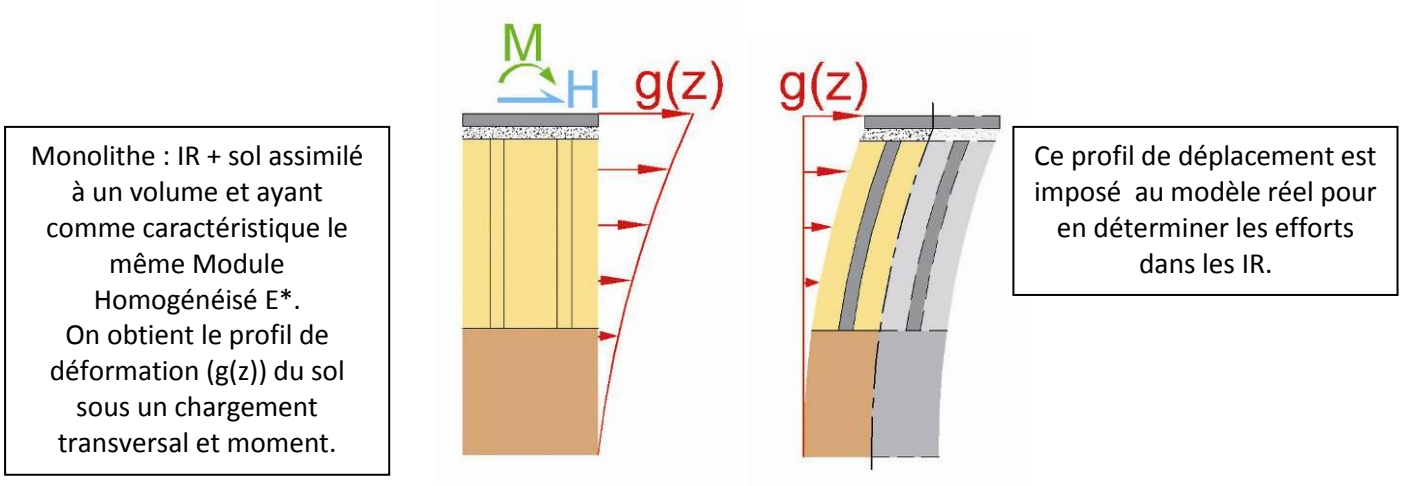

Monolithe : IR + sol assimilé à un volume et ayant comme caractéristique le même Module Homogénéisé E*.
On obtient le profil de déformation (g(z)) du sol sous un chargement transversal et moment.
M
H
g(z)
g(z)
Ce profil de déplacement est imposé au modèle réel pour en déterminer les efforts dans les IR.

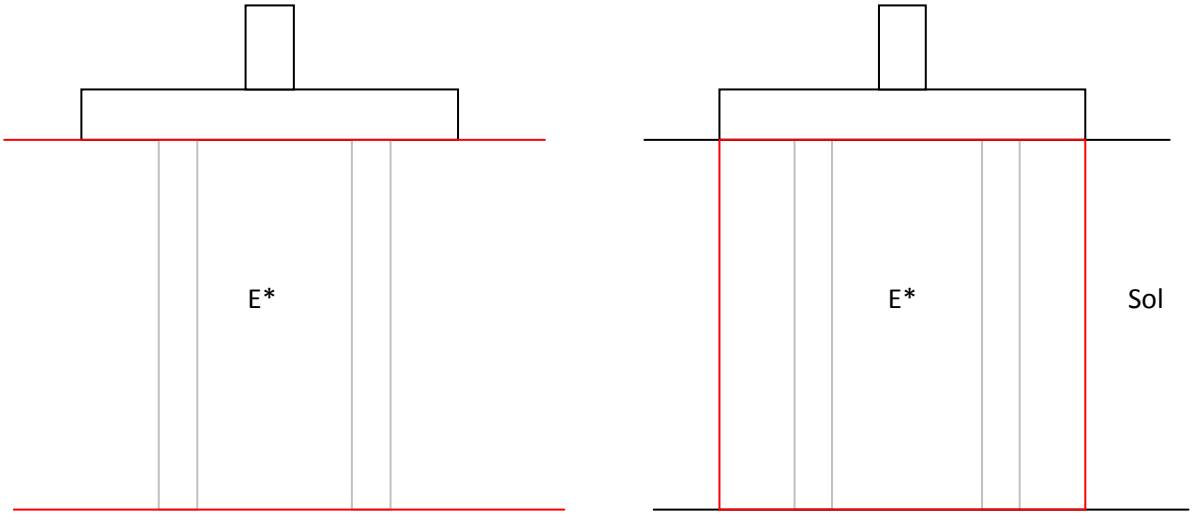
Figure 24 Schématique de l'étape 3 et 4

On cherche ainsi:

- A déterminer avec l'effort vertical (V): le tassement des inclusions dû à cet effort et la valeur de V en tête d'une Inclusion Rigide ;
- A vérifier le non glissement et le déplacement admissible de la structure soumise à un effort horizontal (H ;)
- A vérifier la structure à la flexion composée (V et H).

1.1.3. Justification de l'utilisation du Module Equivalent par la méthode du Monolithe

Nous cherchons à justifier la modélisation par le monolithe, caractérisé par un module et une géométrie équivalents au périmètre formé par le périmètre circonscrit aux 4 inclusions. Pour cela nous avons réalisé sur le module GRETA une semelle carrée 2 par 2 m avec 4 colonnes. Le sol a pour caractéristique un module Equivalent E* à l'infini.
D'un autre coté, on a rentré les même caractéristiques sur TASPIE mais au détail près que le module équivalent n'est appliquée qu'au monolithe. Le sol, en dehors de cette zone conserve ses données initiales.



Au terme des essais, les tassements ne sont pas les mêmes. Le module E* homogénéisé appliqué à l'intégralité du sol (aussi bien hors semelle) n'est pas cohérent. Ceci nous démontre bien l'intérêt de n'appliquer Ce module qu'à la zone sous la semelle.

A présent, l'objectif est de mettre en application cette théorie à partir des différents Modèles de renforcements (SM, IR avec matelas et CMM). La première étape de validation concerne les semelles mixtes. Nous allons tester la théorie puis la comparer à des modèles de dimensionnements déjà existants. Cette première étape nous donnera un premier aperçu de la validité de la théorie telle qu'elle est proposée ci-dessus.

1.2. Etude comparative du comportement d'une semelle-mixte soumise à un chargement vertical

Lorsque l'on réalise des inclusions rigides et que le sol en sous-face de semelle est de bonne consistance, on peut parler de fondation mixte semelle – pieux. Dans ce cas on considère que la semelle participe avec les pieux à la reprise des charges.
O. *Combarieu* (1988) propose une méthode de calcul prenant en compte l'interaction sol-semelle-pieux et reprenant notamment la méthode de R. Franck et S.R.Zhao pour le calcul de renforcement de pieux.

Une première approche de calcul a été effectuée sur ce modèle simple afin de se familiariser avec les modèles de calculs existants. Dans un second temps, on choisit de tester la méthode du Monolithe Equivalent en Semelle Mixte pour en comparer la pertinence des résultats.

1.2.1. Modèle de renforcement des sols par des semelles mixtes

Nous sommes dans le cas d'un semelle- mixte de dimensions 2 x 2m. La semelle repose sur les Inclusions rigides ancrées de 50 cm dans les sables et graviers. L'étude est simplifiée à un système bicouches dont les caractéristiques ont été déterminées selon le Fascicule 62.

Pl* (Mpa)	0.25
Em (Mpa)	2
α	0.5
Ø (cm)	27
S (m²)	2 x 2

Pl* (Mpa)	3
Em (Mpa)	30
α	1/4
φ (°)	38

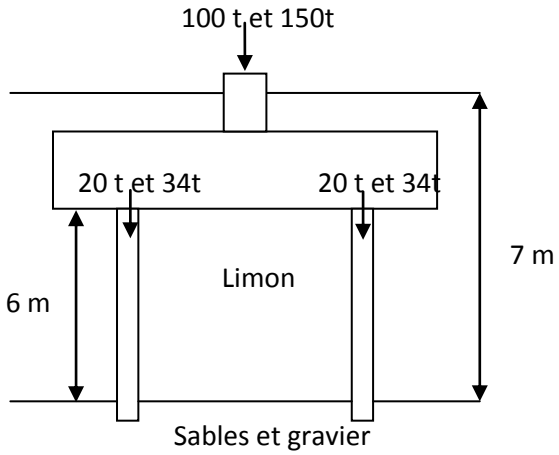


Figure 25. Schéma du modèle de fondation mixte étudié

1.2.2. Méthodologie de calculs

Nous avons procédé à une étude comparative comprenant méthodes manuelle et numériques :

- Méthode manuelle

Cette méthode permet de déterminer les tassements du système de fondations grâce à la méthode de O. *Combarieu* développée en 1988.
cf : 2.1 Dimensionnement des systèmes classiques de renforcement - 2.1.3 Semelles mixtes

- Etude par la « Méthode des Raideurs », réalisée sur des modèles analytiques TASPIE + et TASPLAQ

« La Méthode des Raideurs » consiste à déterminer les raideurs des Inclusions rigides modélisées comme un pieu en maillage élémentaire et en pieu isolé.
La détermination des raideurs des inclusions sous la semelle s'effectue à l'aide du module TASPIE+.

Ainsi un calcul de type pieu isolé permet d'établir la courbe de chargement sur l'intervalle des incréments de calcul ; une interpolation linéaire est faite pour déterminer le déplacement et la raideur correspondants aux différentes charges. De ce fait la raideur est exprimée comme le rapport de la charge en tête de pieu au déplacement correspondant.
Pour un calcul de type pieu associé à un sol, les raideurs surfaciques équivalentes sont estimées sur le même principe. Cette raideur surfacique au droit du pieu est obtenue en divisant la contrainte sur le pieu par le déplacement du pieu et la raideur surfacique au droit du sol en divisant la contrainte moyenne sur le sol par le tassement moyen du sol en tête.

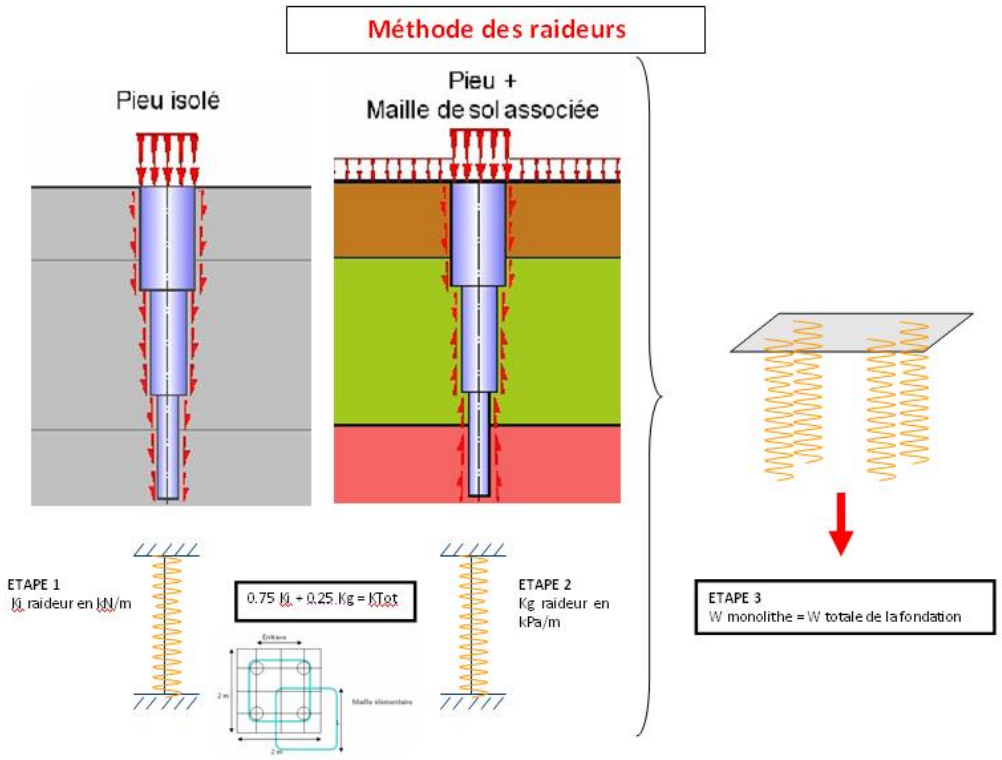


Figure 26. Procédure de calcul par la méthode des raideurs

L'association de ces raideurs permet de représenter l'interaction de la semelle sur le sol et de répartir d'une manière cohérente l'évolution des contraintes dans la fondation. Ainsi nous obtenons un tassement plus réaliste de la fondation.
Pour la détermination de la raideur tenant compte de l'influence du sol aux alentours, il est nécessaire de calculer les dimensions de maille élémentaire qui prendra en compte cette surface d'influence du sol. Voici le moyen pour la définir :

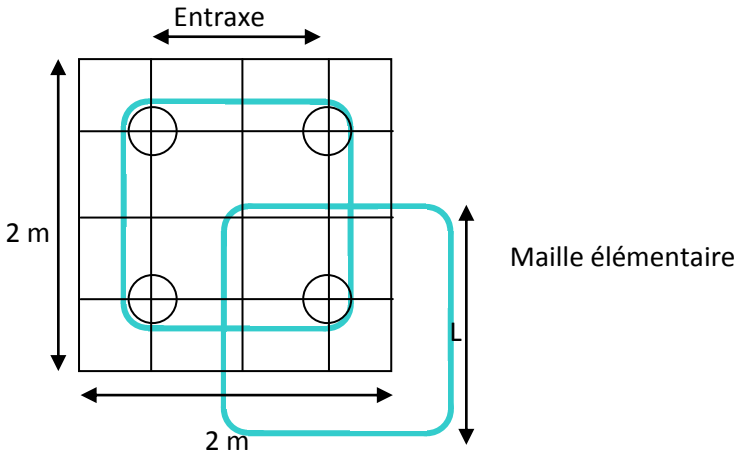


Figure 27. Principe de la maille élémentaire

La maille est caractérisée par le périmètre circonscrit aux 4 inclusions. Cette surface variera en fonction de l'entraxe entre les Inclusions rigides ainsi que de leurs diamètres.
On définit de cette Maille un périmètre P et une aire A qui caractériseront la surface de sol à prendre en compte pour une inclusion rigide dans sa maille :

$$P = 4 \times entraxe + \Pi \times \theta \qquad \textbf{54)}$$

$$A = (entraxe)^2 + 4 \times entraxe \times \frac{\theta}{2} + \Pi\left(\frac{\theta}{2}\right)^2 \qquad \textbf{55)}$$

- Des essais de modélisation par la méthode du Module Equivalent sur un modèle analytique (TASPIE +)

Cette théorie initialement prévue pour un système d'Inclusions Rigides avec matelas de répartitions est testée pour une Semelle Mixte.
Nous nous limitons à la réalisation de l'étape 1 et 2 définis par la théorie. Ainsi nous représentons la semelle mixte dans une Maille Elémentaire soumise à un chargement vertical et déduisons le Module Equivalent correspondant aux sols et inclusions rigides.
Ce module déterminé, on l'intègre dans le monolithe pour définir les tassements du système de fondation.

1.2.3. Validation des résultats

Avec cette première approche, nous nous sommes limités à la détermination des tassements du sol sous la semelle. Cette limitation s'explique par le fait qu'il n'existe pas de méthodes manuelles globales (*Combarieu*) permettant de définir facilement la répartition des efforts dans les Inclusions.
Par contre, même si cette étude est sommaire, elle est suffisante pour donner une idée sur leur validation.

100 t pour les IR

S main	0.46 cm
S tasplaq – méthode des raideurs	0.76 cm
S taspie + - méthode avec monolithe	2.64 cm

Un deuxième modèle a été modélisé en utilisant ces mêmes caractéristiques pour un chargement 1.5 fois plus grand :

150 t pour les IR

S main	0.71 cm
S tasplaq – méthode des raideurs	2 cm
S taspie + - méthode avec monolithe	5.41cm

1.2.4. Confrontation des méthodes de dimensionnement

L'écart relatif entre la méthode manuelle et celle des raideurs est raisonnable. Cette différence met en évidence la non prise en compte des critères de frottements le long de l'inclusion (pour la méthode globale).
De plus, les résultats de la « méthode des raideurs » nous place davantage du coté de la sécurité.

Par contre, les résultats concernant le monolithe ne sont pas satisfaisants. Nous ne pouvons, après ces premiers essais, utiliser la méthode telle qu'elle est décrite.
Deux questions se posent :

- Cette méthode, initialement prévue dans le cas d'inclusions avec matelas, est-elle adaptable en l'état ? Permet-elle de prendre en compte correctement les hypothèses définissants les semelles mixtes ?
- Cette méthode telle qu'elle est décrite est-elle valable ?

L'étape qui va suivre va donc consister à étudier un modèle Inclusion avec matelas qui permettra de faire des comparaisons et nous faire avancer dans la détermination d'une modélisation sur les Modules Taspie + et Piecoeff.

1.3. Etude sur un Modèle d'Inclusions Rigides avec matelas de répartition

Dans le cas des renforcements de sol par IR, on a souvent l'obligation de les armer par des cages d'armatures ou de les associer avec un matelas afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.

La technique d'Inclusion Rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge », qui, comme son nom l'indique, va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voutes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage.
Ainsi ce matelas va diminuer et homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

1.3.1. Modèle de renforcement par Inclusions Rigides et matelas de répartition

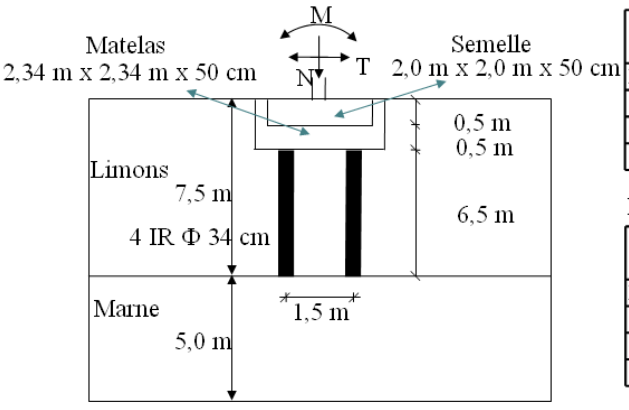
Dans le cadre du PROJET AFPS un modèle unique de comparaison physique et numérique est défini. Ce modèle est nommé « Benchmark » est regroupe les caractéristiques suivantes :

Modèle Benchmark AFPS

Ouvrage courant classe B sur site S2.

Semelle sur 4 IR et matelas 50 cm

Charges	Acc surface de sol (m/s²)	N (kN)	T (kN)	M (kN.m)
ELS	-	1050	-	-
ELUA	2,176	1050	168	487



Statiques; charge ELS (N)

Matériau	E_{Young} (MPa)	ν	ko	G (MPa)	φ' (°)	C' (kPa)	ψ (°)
limon mou	5	0,30	0,5	1,92	30	0	0
Marne	120	0,30	1,0	46,15	30	50	0
Matelas	50	0,30	0,8	19,23	40	0	10
IR	6667	0,20	-	2778	-	-	-

Dynamique; charges ELUA (N & T & M)

Matériau	G_{max} (MPa)	G/G_{max}	ν	G (MPa)	φ' (°)	C' (kPa)	ψ (°)
limon mou	40	0,50	0,48	20	0	60	0
Marne	300	0,80	0,40	240	30	50	0
Matelas	180	0,65	0,3	117	40	0	10
IR	8333	1,00	0,2	8333	-	-	-

Figure 28. Caractéristique d'une semelle carrée sur 4 IR nommé Benchmark. Extrait du projet AFPS

1.3.2. Méthodologie de calcul

Nous allons déterminer les efforts dans les Inclusions Rigides soumises uniquement à un effort statique Vertical (Etapes 1 - 2 – 3). En reprenant la théorie proposée, la procédure de modélisation sur TASPIE + est la suivante :

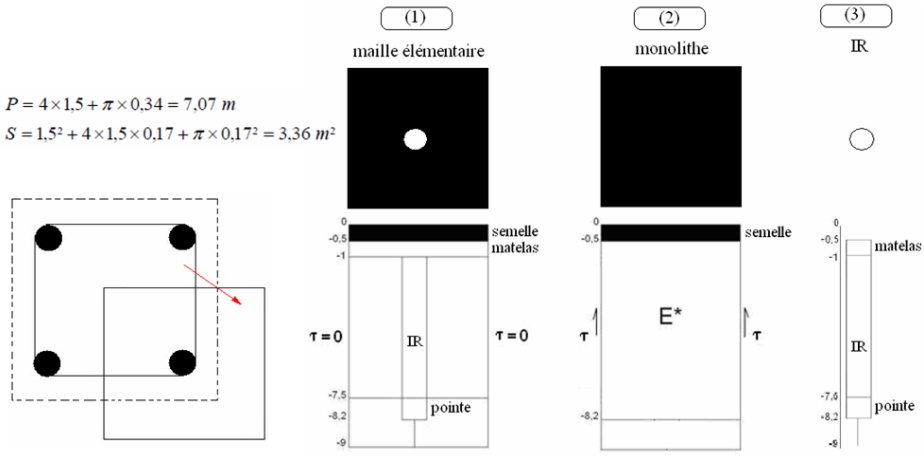


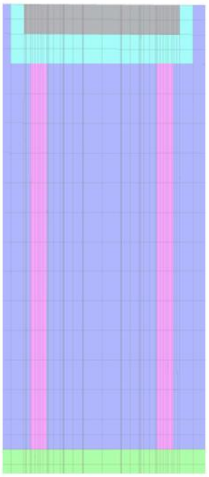
Figure 29. Schématique des étapes de calculs

1.3.3. Validation des résultats

1.3.3.1. Modélisation 3D réalisée par KELLER

<u>Hypothèses choisies :</u>

- Modélisation d'un élément de massif avec interface Sol-IR
- Pas d'interface Sol – Semelle
- Sol est caractérisé par un Modèle Mohr-Coulonb
- Les fondations et les inclusions rigides sont calculées en linéaire élastique



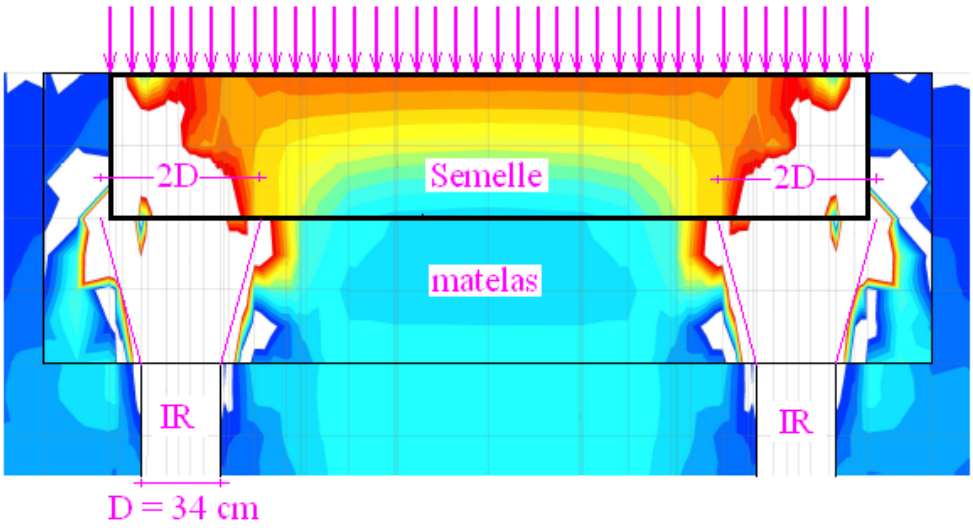


Figure 30. Modélisation sous un chargement N du modèle Benchmark

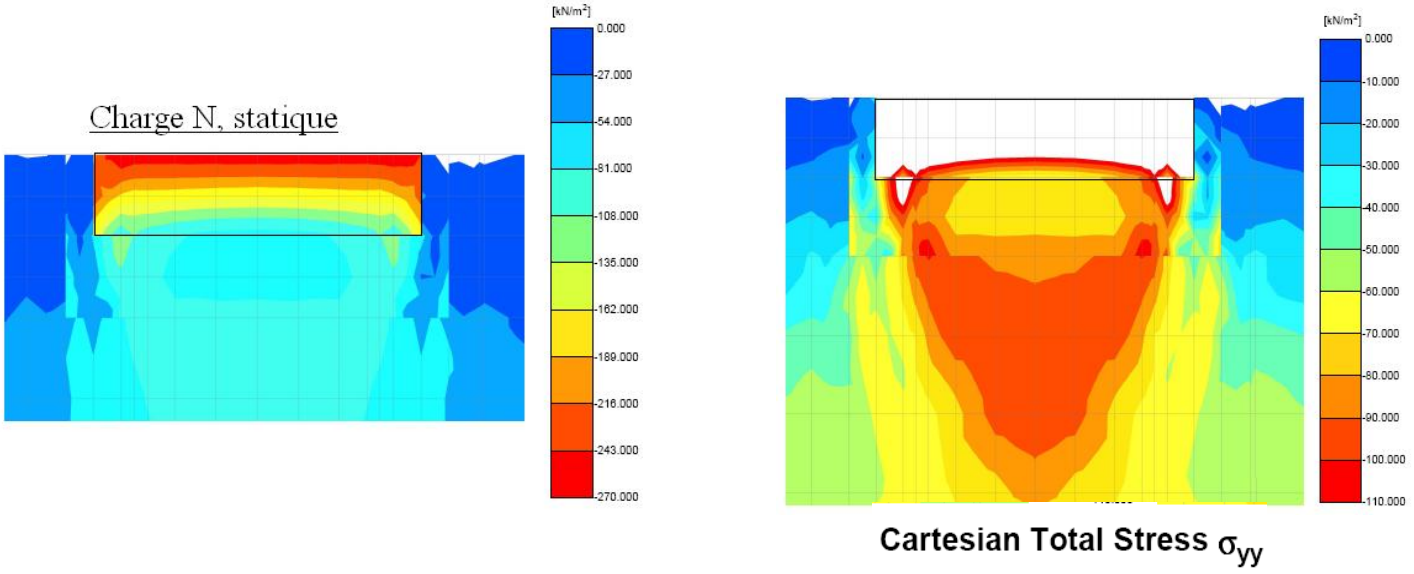
Résultats :

S	σsol	σmatelas	σpointe	max NIR	max MIR	max TIR
(mm)	kPa	MPa	MPa	kN	kN.m	kN.m
30	100	1,60 moy. 1,05	1,30 moy. 0,80	184 163 (tête)	4,9 3,0 (tête)	7,9 7,9 (tête)

Répartition de la charge	charge semelle N = 1050 [kN]
Charge en tête de l'IR	163 kN
% charge reprise par IR	62 %

Tableau 3 Résultats observés pour la modélisation 3D

Contraintes sous charge N (contraintes appliquées sur la face superieure de la semelle :250 kPa) :



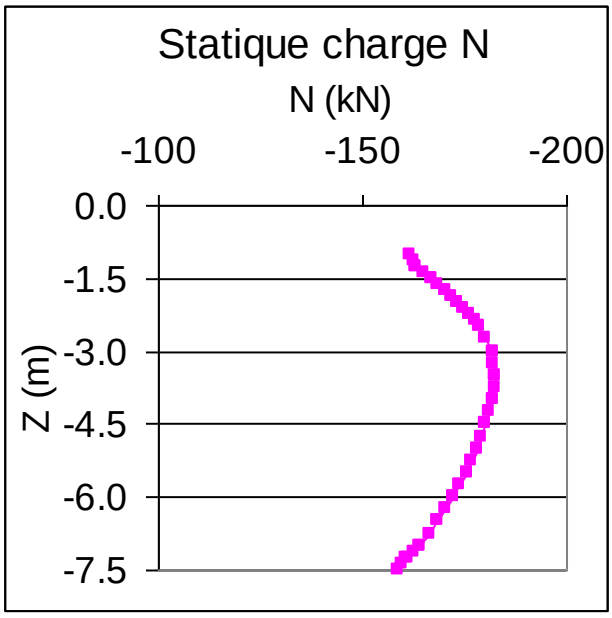


Figure 31. Évolution des efforts dans l'inclusion rigide sous un chargement statique N

1.3.3.2. Résultats avec le monolithe équivalent

- Etape 1 : Modélisation en maillage élémentaire pour la détermination du Module Equivalent E*

Contrainte appliquée sur la maille	Tassement du modèle	Définition du Module Équivalent
N/s = 1050 kN/3.36m²	w	Eoed*= σ*h/s
312.5 kPa	0.1492 m	15 000 Kpa

Tableau 4. Résultat l'étape 1

- Etape 2 : Détermination des tassements par le Monolithe

La définition du module équivalent sur Taspie + nous donne un Module équivalent de 15 000 kpa, ce qui correspond à un module d'Young 1.346 fois plus faible (coefficient de Poisson ν= 0.3), soit 11 100 kPa.

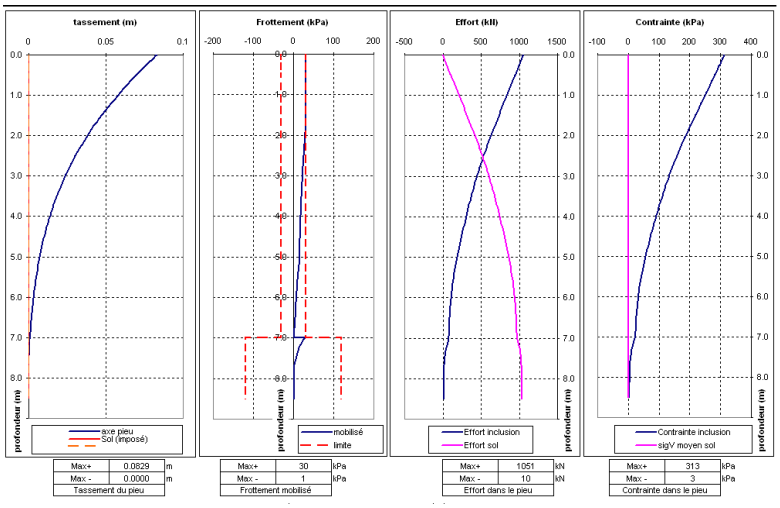


Figure 32. Résultats graphique de la modélisation en Monolithe de TASPIE +

→ Ceci nous donne un tassement de l'ordre de 8 cm, qui est de très loin du résultat donné par PLAXIS 3D.

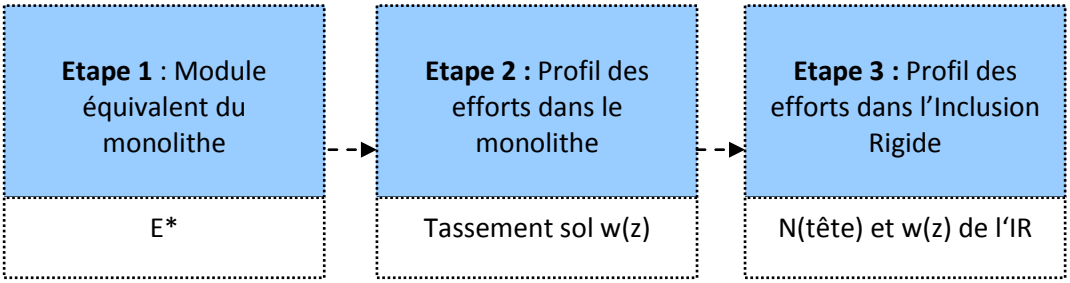
- Etape 3 : - inutile, nous ne validons pas les modèles

<u>CONCLUSION de la première approche</u> :

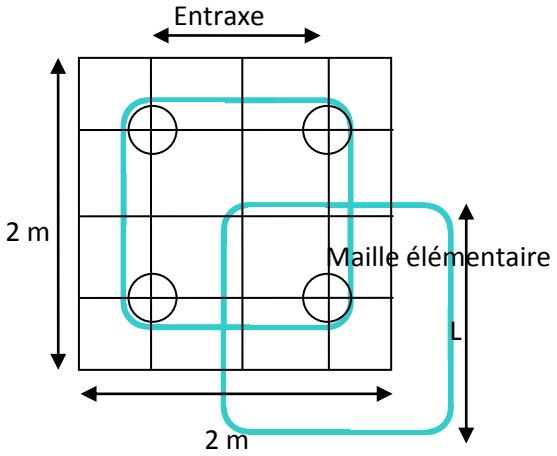
Les premières modélisations du modèle Benchmark n'ont pas donné de résultats concluants. La démarche qui doit suivre doit prendre en compte l'inexactitude des résultats et nous amener à une nouvelle théorie d'approche.
Cette étude porte sur une analyse approfondie du principe de modélisation et de détermination correcte du module homogénéisé du sol ainsi que des efforts finaux dans l'IR.
Rappelons que l'objectif est la validation d'une méthode de dimensionnement par des modèles numériques basés sur les hypothèses de Frank et Zhao. Pour s'assurer des bonnes représentations des éléments et caractéristiques des termes de résistance, il nous faut caler modèles numériques (TASPIE+) aux analogiques 2D (PLAXIS). Après validation du principe uniquement, il sera possible de redévelopper la méthode du Monolithe.

1.3.4. Etude paramétrique sur le modèle de Benchmark : IR + matelas soumis à un effort statique N

Nous avons développé une approche d'étude qui nous permet de comparer et de déterminer les paramètres influençant les étapes de modélisation. Voici les principales étapes abordées :


Etape 1 : Module équivalent du monolithe
Etape 2 : Profil des efforts dans le monolithe
Etape 3 : Profil des efforts dans l'Inclusion Rigide
E*
Tassement sol w(z)
N(tête) et w(z) de l'IR

- Etape 1 : Détermination du module équivalent par la méthode de la maille élémentaire :
  - Différents types de modèles comparés sur TASPIE et PLAXIS ;
  - Ajustement des données d'interface et caractéristique de pointe;
  - Etude pour différents types de chargements appliqués sur la maille élémentaire ;
  - Validation des résultats des modèles de calcul TASPIE + / PLAXIS ;
  - Evolution des E* oed en fonction de la contrainte appliquée.



NOTE IMPORTANTE :
La valeur du Module Equivalent va dépendre de la charge que l'on va appliquer sur la maille élémentaire.
Rappelons que TASPIE + modélise, dans une maille, un pieu et son sol entourés d'une infinité de pieux. Ce modèle représentatif d'un dallage ne peut être adapté pour une semelle.
Selon la théorie de *Boussinesq* , la répartition des contraintes dans le sol est fonction de la distributions des contraintes dû à un chargement concentré. Par conséquent elle ne peut être identique entre un dallage et une semelle.

Figure 33. Principe de la Maille Elémentaire : Etape 1 dans la méthode du Monolithe équivalent

- Etape 2 : Détermination du profil de tassement grâce au monolithe:
  - Réalisation de modèles sur TASPIE + et PLAXIS 2D ;
  - Validation de la similarité des modélisations (par les tassements, contraintes en pointe) ;
  - Hypothèses retenues : w en sous face de semelle = 3 cm (résultats obtenus après modélisation sur plaxis 3D) ;
  - Détermination du module équivalent nécessaire pour obtenir cette valeur de tassement dans le monolithe ;
  - Etude paramétrique sur les agents influençant ces résultats : qs, modèle Linéaire élastique, Mohr-Coulomb, interfaces ;
  - Déduction d'une méthode éventuelle permettant de faire une analogie correcte pour une semelle / dallage et nous apporter une règle pour l'application des contraintes dans la maille élémentaire.

Le monolithe dans Taspie +

Le monolithe avec Plaxis 2D en axisymétrie

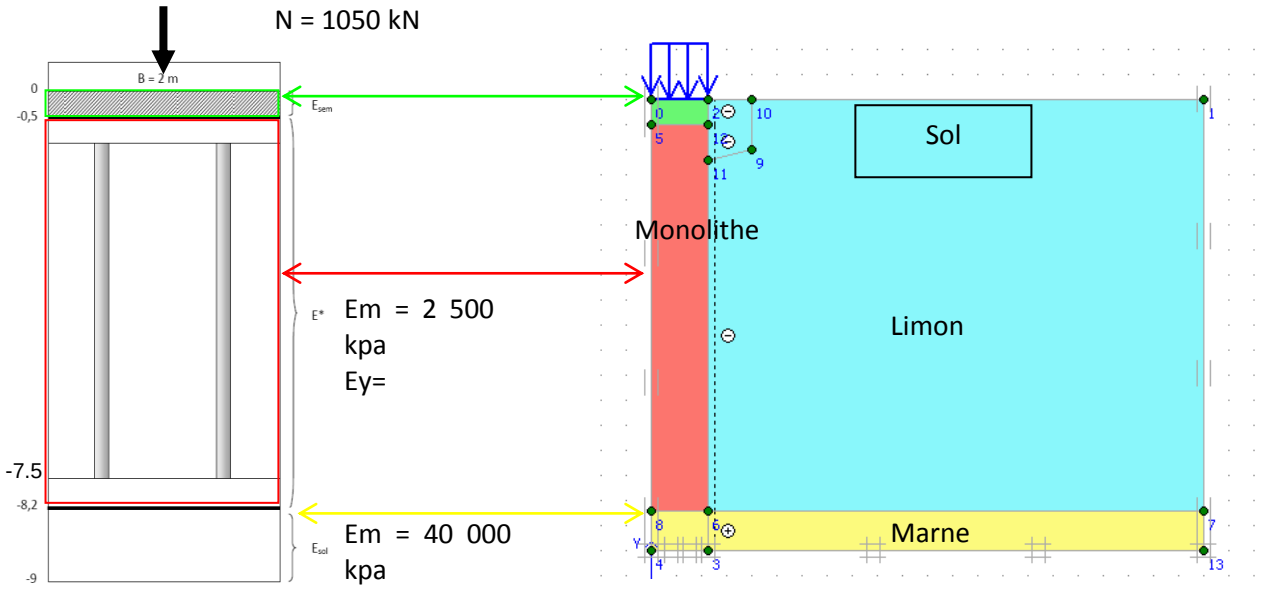


Figure 34. Confrontation des modélisation TASPIE + et PLAXIS

Une distance de 1Φ est modélisée en dessous des IR, cette distance représente l'épaisseur d'influence des bulbes de contraintes de Boussinesq. Elle montre jusqu'à quelle profondeur des tassements existent.

- Etape 3 : détermination du profil de tassement grâce au monolithe:
  - réalisation d'un modèle de calcul avec tassements imposés sur TASPIE +
  - détermination des efforts dans l'IR (T) et de son tassement.

1.3.5. Synthèse de l'étude paramétrique :

- Etape 1 : Validation du modèle Taspie + / Plaxis

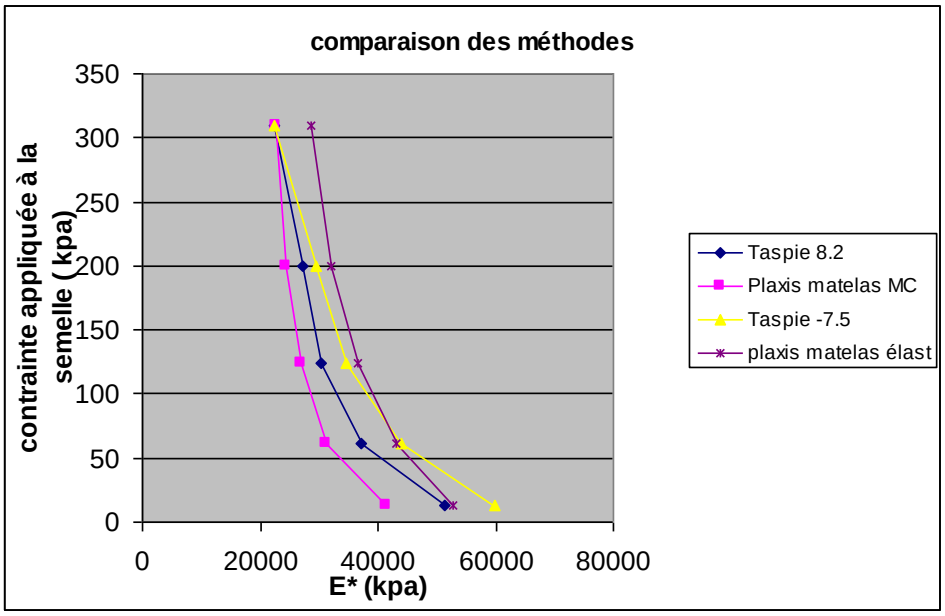


Figure 35. Graphique montrant la variation du Module Equivalent en fonction de la contrainte appliquée sur la semelle et du type de modélisation

Dans cette étude, nous avons cherché à faire apparaître l'évolution et les écarts des Modules d'Homogénéisation E*, en fonction des contraintes appliquées et des modélisations choisies.

Dans cette étape, 2 modélisations sont retenues :

- Sur TASPIE + nous validons la modélisation représentative d'un pieu non ancré à une profondeur de -7.5 m (courbes en jaune ci- dessus) ;
- Sur PLAXIS 2D nous considérons le modèle où le matelas est traité en linéaire élastique (courbes en violet ci- dessus).

Note importante :

Les résultats des Module Equivalent E* est très sensible à l'évolution des tassements et de la contrainte appliquée sur la semelle.

Dans l'étape 2 nous avons défini pour quelle contrainte on obtient un module équivalent cohérent.

Validation des deux modèles Taspie + / Plaxis

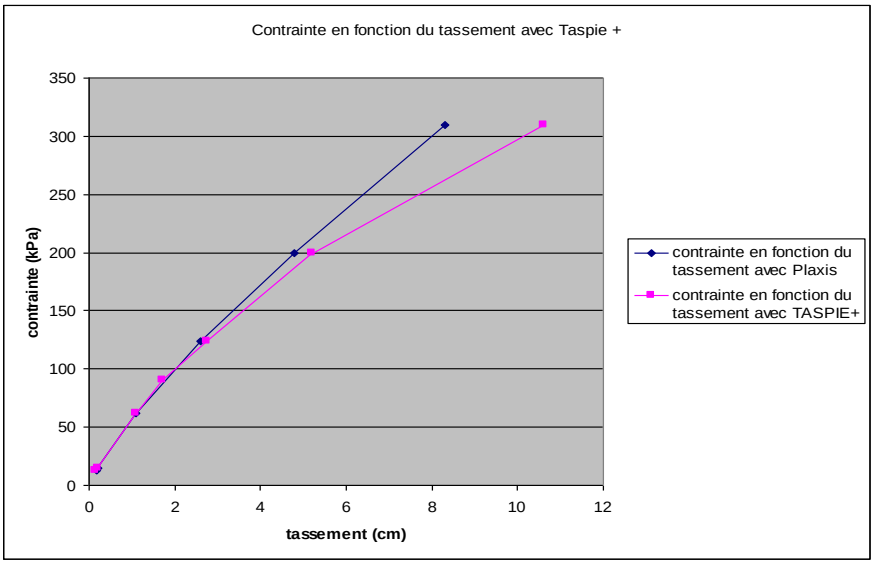
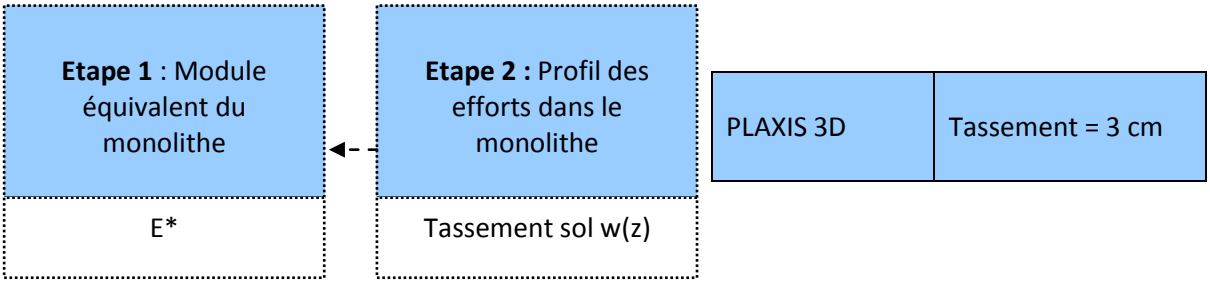


Figure 36. Calage des modèles Plaxis (élément fini) et Taspie+ (analogique)

- Etape 2 : Détermination du module équivalent nécessaire pour trouver le bon tassement dans le Monolithe

Dans cette étape, nous travaillons dans le sens inverse. Grâce à la modélisation 3D nous connaissons le tassement du sol dans le monolithe. Par cette méthode, nous cherchons à définir pour quel Module Equivalent on obtient ce tassement. L'objectif de ce calcul est de faire apparaître l'ordre de grandeur de la charge à appliquer sur la Maille élémentaire.

En effet rappelons que la modélisation en maille élémentaire correspond au profil des efforts dans un maillage où les pieux sont infinis. Ainsi, il n'est pas envisageable d'appliquer la contrainte totale sur cet élément sol/pieu.


Etape 1 : Module équivalent du monolithe
Etape 2 : Profil des efforts dans le monolithe
PLAXIS 3D
Tassement = 3 cm
E*
Tassement sol w(z)

	Eyoung* (kPa)	Tassement dans le monolithe (cm)
Pour un tassement de 3 cm sur Taspie+	52 000 / 1.346 ≈ 40 300	3

Attention toutefois à l'influence de la valeur de qs le long du monolithe. Les Modules Plaxis et Taspie + ne caractérisent pas de la même manière les paramètres d'interface.
Le modèle Taspie +, de part sa résolution analogique est basé sur des méthodes globales, par conséquent il doit d'avantage prendre en compte cette valeur dans les calculs de tassement du monolithe. Quant à Plaxis, l'interface est suffisamment rigide pour ne pas provoquer de tassements supplémentaires.

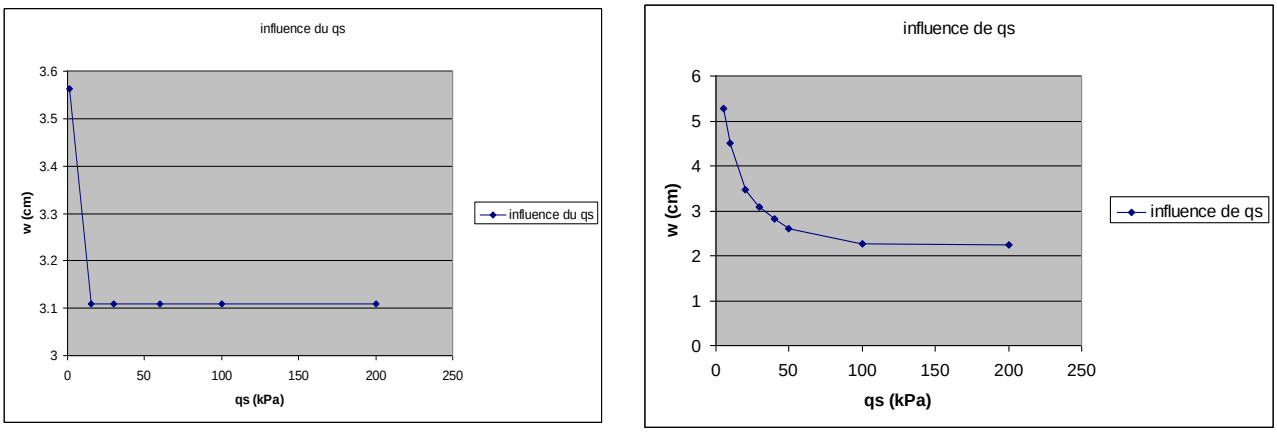


Figure 37. Comparaison Taspie+ /Plaxis pour la caractérisation de l'interface Monolithe /sol

A l'heure actuelle les modélisations par la maille élémentaire ne permettent pas d'obtenir un E* oedométrique satisfaisant. En effet, en appliquant la totalité de la charge sur l'inclusion dans l'étape 1 (maille élémentaire) le Module Equivalent obtenu est faussé. On ne peut pas assimiler le profil de contraintes sous une semelle à celle d'un élément infini. Cela veut dire que le tassement obtenu avec la contrainte totale n'est absolument pas égal dans le cas de la semelle.
L'étude paramétrique nous a permis de déterminer la charge qu'il faudrait pour obtenir un Module Equivalent correct et donc un tassement du Monolithe exact. Le problème mis en avant révèle que nous n'avons pas trouvé le moyen de justifier cette valeur. Nous ne sommes donc pas en mesure d'utiliser cette méthode pour d'autres dimensionnements.
SOLUTION : Il faut déterminer ce module par une autre méthode.
→ La Méthode des raideurs va nous y aider, en prenant en compte les caractéristiques du sol et la raideur K des pieux. De cette manière on détermine le tassement total du sol grâce à une modélisation analogique sur TASPLAQ.

1.4. Utilisation des résultats obtenus par l'étude paramétrique du modèle Benchmark pour les CMM

Des résultats des études paramétriques précédentes, nous avons développé une ligne de conduite à appliquer sur les CMM.
Dans ces prochaines modélisations, les étapes de calculs sont modifiées. L'étape initiale, basée sur une modélisation en Maille Elémentaire est remplacée par la définition du module équivalent à l'aide du module TASPLAQ.

Dans un second temps, nous comparerons nos modélisations faites avec des modélisations 3D aux Eléments Finis, réalisées en partenariat avec le laboratoire de Génie Civil de l'Université de Grenoble.

Enfin nous conclurons sur l'ensemble de l'étude avec l'analyse entre les modèles numériques et les physiques.

2. Définition d'une méthode de dimensionnement pour les CMM

Afin d'améliorer la précision des calculs, sans rentrer dans des modélisations longues et complexes, l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES souhaite utiliser des modèles de calculs analytiques tel que TASPIES +. En parallèle, grâce au projet AFPS et une nouvelle ouverture de travail par le monolithe équivalent, ce souhait est peut-être réalisable.
Voici l'intérêt de nos recherches, développer la méthode d'un volume de sol équivalent étudié avec le modèle Benchmark et de l'appliquer aux CMM.

Dans une première approche, on limite la comparaison des modèles à de simples efforts statiques (N, T et M). Cette première étape nous permettra de démontrer la pertinence ou non du modèle. Ce n'est qu'à partir de cette validation que peut être envisagée la modélisation dynamique.

L'étude se porte sur une semelle carrée de 2 m de coté sous sollicitations horizontales reposant sur un massif de sol mou renforcé par 4 CMM.

2.1. Conception du modèle réduit et outils d'exploitation

Les modèle réduit bidimensionnel de laboratoire mettant en œuvre des matériaux analogiques a été développé par l'université de Grenoble, permettant l'étude du comportement sous chargements cycliques horizontaux. Ces modèles physiques à l'échelle 1/10ème ont été réalisés dans la VisuCuve du laboratoire 3s-R. Des charges cycliques quasi-statiques et dynamiques sont appliquées sur le modèle de fondation pour examiner l'effet inertiel.

Figure 38. Photo de la VisuCuve

Parallèlement, les modélisations numériques sont effectuées pour la semelle à « taille réelle » reposant sur 4 CMM. La longueur de la partie supérieure en ballaste est variée afin d'illustrer son influence sur la réponse de la partie inférieure.
Le modèle physique CMM sans matelas est comparé à un modèle similaire en inclusions rigides avec matelas.

2.1.1. Matériaux

Un modèle réduit de sol renforcé par un système de CMM sous semelle carrée de 20cm de coté et de 2 cm d'épaisseur a été réalisé. Voici ses caractéristiques :

- Le sol compressible est constitué d'argile saturé très mou placé au dessus d'une couche granulaire, située au fond de la cuve ;
- Le massif d'argile a été produit en mixant 2 types d'argile et en adaptant la teneur en eau du mélange pour obtenir la résistance mécanique souhaitée (Orozco et al., 2007).
- Les fondations CMM sont réalisées en 2D.

En partie supérieure : deux sections rectangulaires (20 x 9cm et 10 cm de long) remplies de gravier représentent les colonnes ballastées.

En partie inférieure : les IR sont modélisées par deux plaques en aluminium d'une section rectangulaire (20 x 0.3 cm et 50cm de long). L'encastrement des plaques d'aluminium est réalisé sur 5cm dans la couche de gravier sous-jacente. Les têtes de la partie des IR ont été encastrées dans deux plaques de PVC afin de simuler les zones de transition et supporter les graviers pour se rapprocher du principe de connexion réelle.

Des papiers de verre ont étés collés sur la surface inférieure du modèle de la semelle, comme pour les plaques en PVC, afin d'obtenir un meilleur frottement et donc une meilleure transmission des forces horizontales dans les plaques d'aluminium.

- Pour éviter la pénétration des graviers de la CMM dans l'argile aux alentours deux chaussettes géotextiles ont été utilisées.
- Le modèle physique a été installé sur le coté vitré afin de permettre la visualisation des mécanismes de déformation pendant les essais.

2.1.2. Programme des essais : Modélisation Physique

Un chariot de chargement supportant le modèle de la CMM peut se déplacer le long de deux rails parallèles fixés sur les deux coté latéraux. Ainsi le modèle peut descendre librement sous chargement grâce à un système de guidage sur ce chariot.

Deux systèmes de chargement horizontal choisis :

- Pour les essais quasi statiques le chariot de chargement a été relié à un système de vis-à-billes avec un moteur Brushless ;
- Pour les essais dynamiques, un vérin rapide éléctro-mécanique EXLAR a été utilisé avec le moteur Brushless et un variateur numérique de vitesse maximale 700mm/s ;
- Quant à la charge verticale, elle reste constante tout au long de chaque essai. Elle a été appliquée à l'aide d'un poids posé directement sur la semelle.

Les déplacements horizontaux, dûs aux efforts statiques, sont mesurés à l'aide de deux capteurs de grands déplacements et qui se situent sur le chariot/
Pour les essais dynamiques et les déplacements verticaux, un LVDT (Linear Variable Differential Transformer), placé au niveau des fondations, assurera cette même fonction.

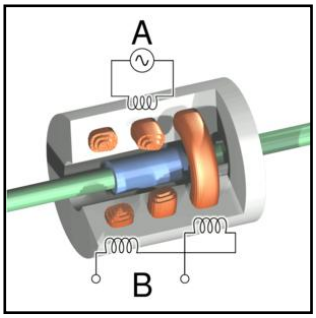


Figure 39. Exemple de LVDT qui a pour avantage d'être excellente fiabilité. Sources Wikipédia

Une fois le modèle de la semelle en contact avec le sol renforcé, la charge verticale est appliquée à l'aide de poids pour obtenir environ 500N. Ensuite, quarante cycles de charges horizontales sont appliqués avec une amplitude de déplacement constante de 5mm. Les fréquences sont de 0.05Hz pour les essais quasi-statiques et 1.2Hz pour les essais dynamiques.

2.1.3. Résultats et interprétation des expérimentations sur le modèle physique (bidimensionnel)

Durant les essais quasi statiques, les parties supérieures en gravier de la CMM se déplacent ensembles horizontalement, mais avec une amplitude de déplacement horizontal diminuant graduellement avec la profondeur.
L'argile autour se déplace horizontalement en éloignant les parties supérieures en gravier.
Nous observons les mouvements dans la partie supérieure des CMM.
Les plaques en PVC ainsi que les têtes des plaques en aluminium restent stables. Apparemment, la transmission de la charge horizontale est fortement réduite sur la hauteur de la colonne en gravier et la partie rigide de la CMM ne serait sollicitée quasiment que verticalement au cour du chargement latéral.

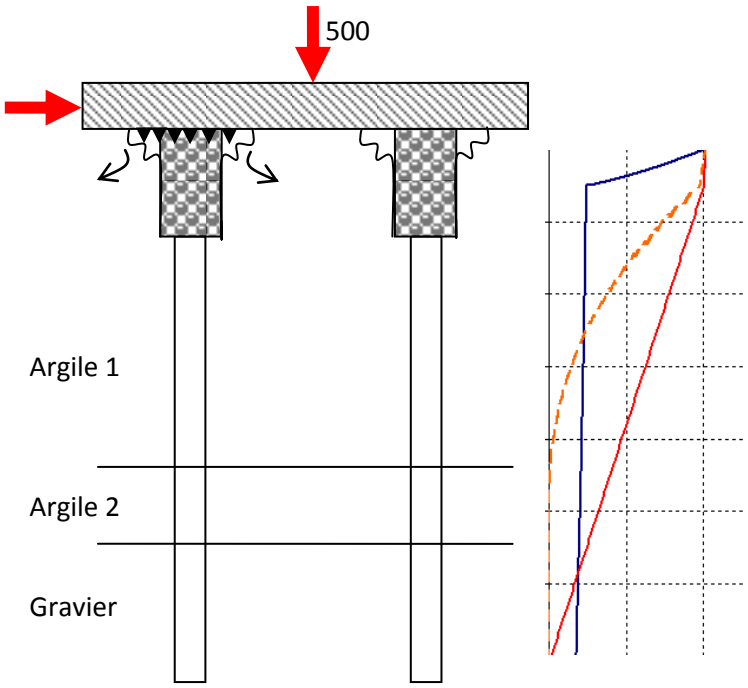


Figure 40. Schématique du comportement des modèles physiques sous chargement statique

Durant les essais dynamiques, l'amplitude des mouvements pour les deux modèles est plus importante que précédemment que se soit dans la partie supérieure de la CMM ou dans le matelas granulaire au dessus des inclusions rigides.
Cette fois-ci, le déplacement horizontal des têtes des inclusions rigides (plaques aluminium) est très visible dans les deux modèles durant les essais dynamiques, donc une part plus importante de la charge horizontale transmise aux inclusions rigides à cause de l'effet inertiel. Dans le sens vertical, aucun déplacement n'est observé pour les inclusions rigides, comme pour les essais quasi statiques.

Les tassements de la fondation mesurés pendant les essais montrent une augmentation liée très certainement à une plastification du système rapidement obtenu par la cohésion de 5 kPa particulièrement faible de l'argile. Les tassements se cumulent plus rapidement pour les premiers cycles et tendent à se stabiliser ultérieurement. Pour deux modèles CMM et IR, le tassement dans les essais quasi-statique est plus faible que pour les essais dynamiques. Pour le modèle IR, la différence observée des tassements est encore plus évidente, ce qui peut s'expliquer en première analyse par un poinçonnement progressif de la tête d'inclusion dans le matelas dont le compactage n'a pas été forcément optimal.

2.1.4. Résultats Flac 3 D statiques et dynamiques : Modélisation Numérique

La modélisation numérique a été effectuée par le code de calcul Flac3D. Le modèle numérique a été réalisé sur une semelle carrée de taille « réelle » de 2m de coté et de 0.5m de profondeur reposant sur 4 CMM. La longueur des colonnes ballastées est variée en partie supérieure afin d'examiner l'influence sur les réponses des parties inférieures (inclusions rigides).

- La partie rigide des CMM est modélisée en 3D par l'élément « pieux » où l'on a la possibilité de simuler les interfaces entre l'élément de structure béton et sol ;
- Le comportement du sol est décrit pas une loi élasto-plastique du type Mohr –Coulomb avec la règle d'écoulement ;
- Une loi élastique linéaire est utilisée pour les éléments de structure : la semelle, l'inclusion rigide et les zones de transition (CMM) ;
- Le contact entre la semelle et le béton est modélisé par une interface du type Mohr-Coulomb.

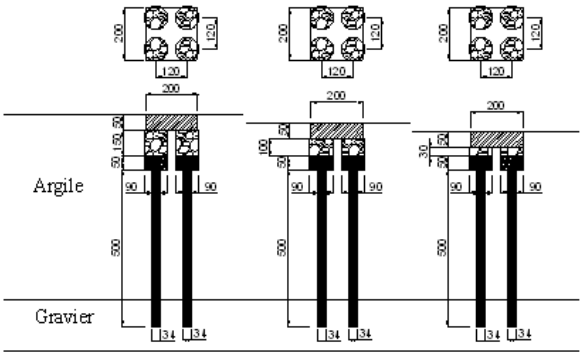


Figure 41. Différents modèles de CMM étudier avec le modèle numérique Flac 3D

2.1.5. Confrontation des résultats expérimentaux aux méthodes de dimensionnement

2.2. Détermination d'une méthode de dimensionnement

2.2.1. Présentation du modèle numérique comparé :

Notre étude se portera sur un seul modèle réalisé par l'université de Grenoble. Ce modèle prend en compte les caractéristiques de sol et géométriques suivantes :

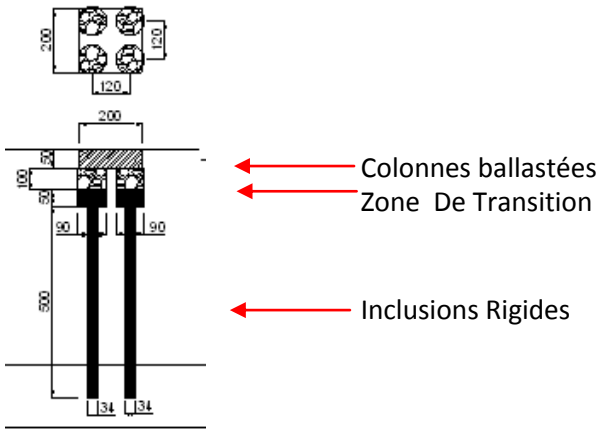


Figure 42. Modèle de fondation choisi pour la modélisation avec la méthode du Monolithe Equivalent.

	Esol = Eoed(kPa)	Em (kPa)	E_{Young} (kPa)	Qs (kPa)	Qpl (kPa)	γ (kN/m3)	ν (poisson)	Φ (°)	c (kpa)
Partie Supérieure de la CMM	80 760	40 380	60 000	80		20	0.3	38	0
Zone de transition	807 600	403 800	600 000			20	0.3		
Sol fin argile	8 076	4 038	6 000	30		20	0.3	0	20
Sol granulaire	134 600	67 300	100 000	120	4800	20	0.3	45	0
Partie Inférieure de la CMM			5 285 000				0.2		
Semelle			2^e7				0.2		

Tableau 5. Caractéristique des différents éléments du modèle.

Les calculs ont été effectués en trois étapes :

- Etapes 1 : la charge verticale nominale de 320 kN a été fixée pour rester dans le domaine élastique avec un facteur de sécurité de 3 sur la charge limite de 960 kN déterminée par calcul.

- Etape 2 : une charge horizontale statique est appliquée en couplage avec la charge verticale nominale jusqu'à obtenir un déplacement limite, de 12mm correspondant à la rupture. Le déplacement nominal est fixé à 4mm (facteur de sécurité de 3) et correspond à une force horizontale statique de 130 kN.

- Etape 3 : une charge horizontale dynamique est appliquée sur la semelle soumise à la charge verticale nominale par déplacement imposé de forme sinusoïdale avec une amplitude de 4mm et une fréquence d'1 Hz sur une durée de 10s. On pose ici que la fréquence fondamentale d'un bâtiment reste généralement entre 0.5Hz et 5Hz.

2.2.2. Méthodologie du Calcul

Nous limitons notre étude à la détermination des efforts dans les parties inférieures des CMM (Inclusions rigides) sous chargements Verticale N et Horizontale T statiques. Seront ainsi étudiés :

- CMM grâce au module d'homogénéisation E* avec N et T
- CMM grâce au module d'homogénéisation E1* pour les parties supérieures des CMM et E2* pour les parties inférieures des CMM avec N et T.
- CMM grâce au module d'homogénéisation E1* pour les parties supérieures des CMM et E2* pour les parties inférieures des CMM avec N et T et un moment imposé. (hors comparaison avec modèles numériques FLAQ et physique)

	ETAPES	MODEL DE CALCUL	RESULTATS	VERIFICATIONS	CONTROLE
1	Module équivalent du Monolithe	• Taspie + en pieu isolé: raideur Ki • Taspie + en maille élémentaire : raideur Kg • Tasplaq avec charge N sur semelle et raideur des IR	• Tassement w de la semelle sous contrainte σ • $E^* = \frac{\sigma \times h}{w}$		
2	Profil des efforts verticaux dans le Monolithe	Taspie + avec charge totale N sur le monolithe	Tassement du sol w(z) en fonction de la profondeur.		Tassement de la semelle / Tasplaq
3	Profil des efforts verticaux dans la partie rigide de la CMM	• Taspie + avec le tassement du sol w(z) imposée • La charge de la partie supérieure de la CMM doit donner le même tassement qu'en tête de monolithe	• Tassement de l'IR • Effort Nmax et N en tête de l'IR		
4	Profil des efforts Tranchants T dans le Monolithe	• Piecoef avec charge totale T sur le monolithe appliqué en sous face de semelle • rotation w = 0	• Déformée du monolithe g(z) en fonction de la profondeur. • Effort tranchant du monolithe en tête de la partie rigide de la CMM	• Non glissement de la fondation • Admissibilité du déplacement de la semelle	
5	Profil des efforts Tranchant T dans la partie rigide de la CMM	• Piecoef avec la déformée du sol g(z) imposée • L'effort tranchant en tête du pieu T(zi) est imposé	Moment et effort Tranchant dans les Inclusion Rigides	• Flexion composée dans les IR • Absence d'effort tranchant dans les IR	

Figure 43. Méthodologie de Calcul

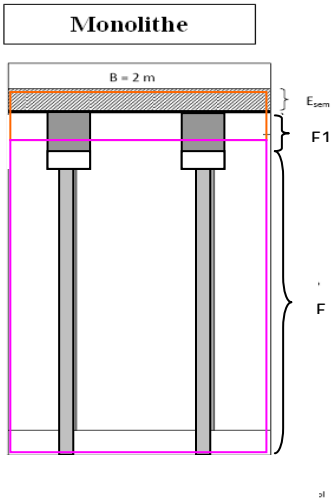


Figure 44. Monolithe avec 2 modules équivalents

2.2.3. Validation des simulations

- Chargement N et T

Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape4	Etape5
E*=248 000kPa Déduction de E1* et E2* : E1* =54 300kPa E2* = 338 700kPa	W_{mono}= 3.1 mm	W_{inc}= 1.1 mm Qtête=67kN	Profil des déplacements du Monolithe D_{max}=4mm	T tête=3 kN Mmax =1.23 kN.m Vérification à la flexion : OK

Tableau 6. Résultats des 5 étapes de calculs avec la méthode du monolithe pour un chargement N et T

- Chargement N, T et Mt fixé par N/3 = 107 kN

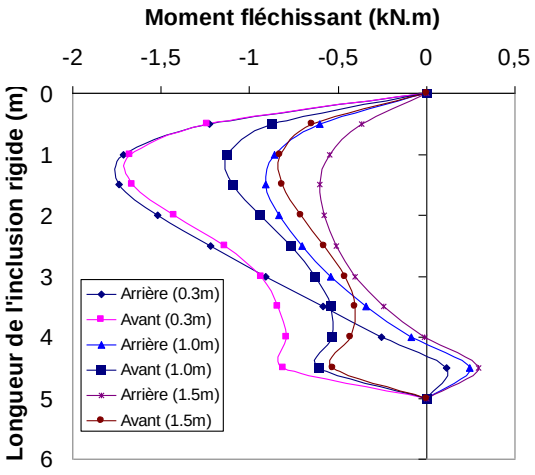
Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape4	Etape5
E*=248 000kPa Déduction de E1* et E2* : E1* =54 300kPa E2* = 338 700kPa	W_{mono}= 3.1 mm	W_{inc}= 1.1 mm Qtête=67kN	Profil des déplacements du Monolithe D_{max}=4mm	T tête=3 kN Mmax =1.23 kN.m Vérification à la flexion : OK Effort normale supplémentaire dans l'IR ΔQ =3 kN

Tableau 7. Résultats des 5 étapes de calculs avec la méthode du monolithe pour un chargement N ; T et M

2.2.4. Comparaison au modèles 3D de FLAQ

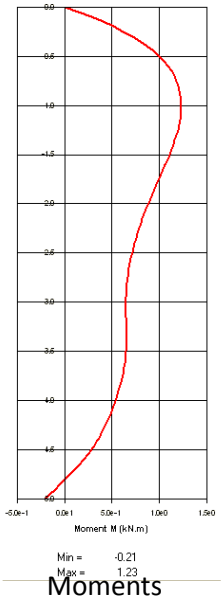
- Validation des Moments dans la partie inférieure de la CMM

Les Moments maximum sont essentiellement concentrés dans la partie haute de l'inclusion rigide. Avec ces deux modélisations nous avons pu prouver que peu des efforts appliqués sont diffusés dans l'inclusion. De plus, la similitude du comportement du profil des efforts doit nous rapprocher de la réalité.



Résultats PLAXIS 3D

Résultats PIECOEF par la méthode du monolithe :

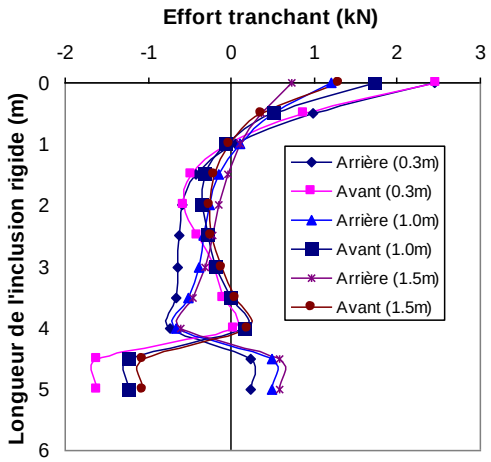


Moments

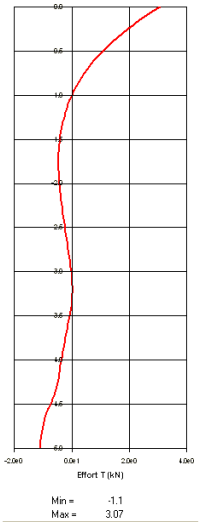
Les résultats en bleu correspondent à notre cas de figure : hauteur Colonne Ballastée 1 m.

Moment maximum sur FLAQ 3D = 1.1+ 0.8 kN.m = 2 kN.m
Moment maximum sur PIECOEF = 1.20kN.m

Pour les efforts tranchants, un même constat est observé, l'effet maximum se situe en tête d'inclusion. Mais cette valeur maximum ne représente 3% de l'effort total appliqué en sous face de semelle



Les résultats en bleu correspondent à notre cas de figure : hauteur colonne Ballastée 1 m.



Tranchants

Moment maximum sur FLAQ 3D = 1.8+1.1 kN.m = 2.9 kN.m
Moment maximum sur PIECOEF = 3.1kN.m

Le profil des efforts, Moments et Tranchants, dans les deux modélisations sont très similaires. Le Moment maximum est concentré dans la partie haute de l'Inclusion. L'effort tranchant, lui, est maximum en tête de la partie rigide de la CMM, tout en restant modéré. Les efforts que reçoit l'inclusion sont très faibles par rapport aux efforts réels appliqués en sous face de semelle (44 fois inférieurs). Ceci s'explique par l'usage de deux modules homogénéisés sur PIECOEF. Cette modélisation montre bien qu'il y a dissipation des efforts dans la partie haute de la CMM (colonnes ballastées).

Nous pouvons conclure que la modélisation par la méthode du Monolithe donne des résultats corrects par rapport à une modélisation 3D. L'ordre de grandeur, ainsi que le profil des efforts sont réalistes et cohérents avec les autres modèles.

La technique du Monolithe équivalent a donné des résultats satisfaisants pour le comportement statique des CMM soumises à un chargement N et T. Aujourd'hui nous sommes capables de décrire, avec un modèle analogique FOXTA, l'évolution des efforts sous effets horizontaux. Ces premiers résultats sont très encourageants, mais un certain nombre de paramètres sont encore à vérifier pour caler la méthode de dimensionnement. Enfin, il reste encore à essayer la méthode pour des effets sismiques avant de pourvoir intégralement la valider.

3. Perspectives

Ces 20 semaines de recherche n'ont pas suffit pour définir une méthodologie complète pour la modélisation des CMM soumises à des efforts horizontaux. Le protocole d'étude nécessite encore d'être développer, améliorer et scrupuleusement démontré.
Dans l'optique que cette méthodologie soit validé par les bureaux de contrôles et appliquée par la suite par les ingénieurs KELLER il faut encore envisager :

- Simplifier le processus et les étapes de calculs
- Etudier sur l'influence par les paramètres d'entré Taspie
- Observer l'influence de l'épaisseur de couches à modéliser dans le monolithe
- Maitriser l'influence du frottement le long du monolithe. Quel module qs à appliquer puisque c'est un comportement sol/sol
- Définir une nouveau moyen de trouver correctement un E* par la méthode de la maile élémentaire. Attention ce son des modules homogénéisé pour sol et IR ou sol et CB. Quelle théorie appliquer pour G et E : Hashin, Baez et martin ….
- L'appliquer à l'utilisation en sismique
- Etendre le domaine d'application à d'autres types de modèles différents d'une semelle : dallage, remblaie, éolienne…

Conclusion

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire de PFE était de contribuer au développement d'une méthode de dimensionnement de massif de fondation renforcée par Colonnes à Modules Mixtes. On attendait de travail l'application de la théorie du Monolithe Equivalent pour une semelle soumise à des efforts horizontaux.
Cette étude comporté 3 parties principales :

- Une partie de présentation du principe de renforcement pour situer le travail du PFE et ainsi introduire la théorie fondamentale qui nous a aidé dans la réalisation du dimensionnement ;
- Une partie concerne la modélisation numérique en éléments finis et bidimensionnelle, permettant la définition de la théorie du monolithe et de son développement par l'étude paramétrique ;
- Une partie mettant en application le nouveau modèle définie par cette théorie en l'appliquant aux CMM.

Au terme de ces études les objectifs ont été atteints :

- Les Modélisations en modèles numériques ont été validées
  Les modèles élémentaires de modélisation analogique ont été définis grâce aux comparaisons sur modèle en éléments fini
- Nous avons abouti à une détermination d'une méthodologie de dimensionnement pour l'application de la théorie du monolithe
  L'étude paramétrique a permis de resserrer les incertitudes concernant la mise en place du protocole et peaufiner la définition des codes de modélisation.
- Nous avons adapté la méthode de dimensionnement pour les CMM et l'avons validée grâce à une comparaison de modélisation aux éléments finis.

La méthode du monolithe modélisé sur des logiciels analytiques constitue un démarche très rapide est très facile à mettre en application. Elle permet d'être rapidement comprise et intégrée par les ingénieurs. De plus, elle évite les pertes de temps engendrés par des modélisations aux éléments finis qui peuvent parfois prendre quelques semaines.

Les différentes étapes de recherche dans la définition de la méthodologie du Monolithe Equivalent ont donc permis de valider une méthode de dimensionnement cohérente par rapport à la réalité.

Toutefois, il faut rester vigilent. La valeur du Module Homogénéisé E* dépend d'un certain nombre de paramètres (ex. charge appliquée sur maille élémentaire, répartition des efforts sol/IR…) et donne des résultats encore trop approximatifs. Pour cela, une étude complémentaire serait nécessaire afin de résoudre cette imprécision et permettre d'apporter un gain de temps supplémentaire dans le protocole de modélisation.

Bibliographie

Olivier Combarieu Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticales centrée
Laboratoire régional ponts et chaussées de Rouen 1988

Olivier Combarieu Amélioration des sols pas IR verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres.
Laboratoire régional ponts et chaussées de Rouen 1988

Olivier Combarieu Fondations superficielles pour sols médiocres par inclusions rigides
Laboratoire régional ponts et chaussées de Rouen 1990

Briançon, Kastner, Simon, Dias Amélioration des sols en place : Etat des connaissances : amélioration des sols par inclusions rigide
ENPC/LCPC 2004

Fondasol Proposition d'un note de calcul FONDASOL sur IR ou mixtes sous fondations de bâtiments

Orianne Jenck Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique
INSA Lyon 2005

Alia Hatem Comportement en zone sismique des inclusions rigides : Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition – structure
Laboratoire de Mécanique de Lille UMR CNRS 8107 2009

X. Zhang, Ph. Gotteland & P. Foray S. Lambert Numerical modeling of inertial soil-inclusion interaction
L3S-R, UJF-INPG-CNRS, Grenoble Universités, Grenoble, France 2009

Documents de référence

Fascicule 62 titre V 1993
DTU13.2 Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Partie 2 1997
DTU13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielle 1988
Gérad Philipponnat et Bertrand Hubert fondation et ouvrages en terre 2003
Michel Dysli Cycle postgrade : géologie appliquée à l'ingénieur et à l'environnement
Ecole polytech fédérale de lausanne (EPFL) 1997
Manuel Terrasol Notice technique Taspie + et Tasplaq 2008
Manuel Plaxis Notice technique Plaxis 2D
Manuel Foxta Notice technique Foxta